



**TUGAS AKHIR – RC145501
PERENCANAAN BENDUNG TETAP UNTUK JARINGAN
IRIGASI GEMARANG KECAMATAN KEDUNGALAR
KABUPATEN NGAWI**

**ERIC THOMAS MANAHAN
NRP. 3112030003**

**HAEKAL RIZKY AFANDI
NRP. 3112030011**

**Dosen Pembimbing 1
Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP.19580629 1987031 1 002**

**Dosen Pembimbing 2
Ir. Rr. SAPTARITA KUSUMAWATI MARGONO
NIP.19530907 198403 2 001**

**PROGRAM DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**



**TUGAS AKHIR – RC145501
DESIGN OF WEIR FOR IRRIGATION NETWORK'S
GEMARANG VILLAGE KEDUNGKALAR DISTRICT**

**ERIC THOMAS MANAHAN
NRP. 3112030003**

**HAEKAL RIZKY AFANDI
NRP. 3112030011**

**Supervisor 1
Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP.19580629 1987031 1 002**

**Supervisor 2
Ir. Rr. SAPTARITA KUSUMAWATI MARGONO
NIP.19530907 198403 2 001**

**DEPATMENT OF DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING PROGRAM
Fakulty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh November Institut of Technology
Surabaya 2015**

LEMBAR PENGESAHAN


PERENCANAAN BENDUNG TETAP UNTUK JARINGAN IRIGASI GEMARANG KECAMATAN KEDUNGGALAR KABUPATEN NGAWI

Surabaya, 24 Juni 2015

Disusun oleh :

Mahasiswa 1

Mahasiswa 2



ERIC THOMAS MANAHAN
NRP. 3112 030 003

HAEKAL RIZKY AFANDI
NRP. 3112 030 011

Mengetahui,
Dosen Pembimbing 1

Mengetahui,
Dosen Pembimbing 2



Dr. Ir. Kuntjoro, MT
NIP. 19580629 1987031 1 002

Ir. Rr. Saptarita Kusumawati Margono
NIP. 19530907 198403 2 001

13 JUL 2015

PERENCANAAN BENDUNG TETAP UNTUK JARINGAN
IRIGASI GEMARANG KECAMATAN KEDUNGGALAR
KABUPATEN NGAWI

Nama Mahasiswa 1 : Eric Thomas Manahan

NRP : 3112030003

Nama Mahasiswa 2 : Haekal Rizky Afandi

NRP : 3112030011

Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS

Dosen Pembimbing 1 : Dr. Ir. Kuntjoro, MT.

Dosen Pembimbing 2 : Ir. Rr. Saptarita Kusuma M

Abstrak

Bendung Gemarang terletak di Kali Soko Bawah desa Gemarang kecamatan Kedunggalar kabupaten Ngawi. Air dari Bendung Gemarang ini digunakan untuk mencukupi kebutuhan air jaringan irigasi (JI) Gemarang dengan sawah seluas 30 Ha.

Perencanaan bendung didasarkan pada debit banjir rencana dengan periode ulang 50 tahun (Q_{50}). Debit rencana menggunakan data curah hujan 20 tahun dari 3 (tiga) stasiun curah hujan. Hujan rata – rata ditentukan dengan metode Thiessen Polygon dan hujan rencana dengan Gumbel serta dengan metode Nakayasu didapat Q_{50} sebesar $61.056 \text{ m}^3/\text{det}$.

Berdasarkan Q_{50} kondisi geografi dan geologi didapatkan dimensi bendung : lebar total bendung (B) yaitu 17 meter dan tinggi bendung 3 meter dengan elevasi mercu bendung +77. Mercu bendung tipe bulat, kolam olak direncanakan tipe bak tenggelam dengan jari – jari 4,5 m. Dari analisis stabilitas tubuh bendung dalam kondisi stabil terhadap geser, guling, erosi bawah tanah (piping), retak dan bangunan tidak turun.

Kata kunci : Bendung Gemarang, analisa hidrologi, stabilitas

DESIGN OF WEIR FOR IRRIGATION NETWORK'S
GEMARANG VILLAGE KEDUNGKALAR DISTRICT
NGAWI REGENCY

Student Name 1 : Eric Thomas Manahan
NRP : 3112030003
Student Name 2 : Haekal Rizky Afandi
NRP : 3112030011
Major : Civil Engineering FTSP – ITS
Supervisor 1 : Dr. Ir. Kuntjoro, MT.
Supervisor 2 : Ir. Rr. Saptarita Kusuma M

Abstract

Gemarang weir located in Soko Bawah river the village of Gemarang district of Kedunggalar. Water from Gemarang weir is used for meet the water needs of irrigation areas Gemarang with rice acreage of 30 ha.

Design based on the dam flood discharge plan with a return period of 50 years (Q_{50}). Discharge plan using rainfall data series of 20 years of 3 (three) of rainfall stations. The average rainfall is determined by Thiessen Polygon method, rain plans to Normal Method and the method of Nakayasu Q_{50} obtained $61.056 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Based on the Q_{50} the geography and geology obtained weir dimensions : total width of the weir (B) is 17 meters and high is 3 meters with top elevation weir +77. Top weir planned summit round type, and the pool planned Sub Merged Bucket type, with radius of circle 4,5 m. From the analysis of the stability the dam in stable condition against sliding, rolling, underground erosion (piping), crack and the building does not go down.

Keyword : Gemarang weir, hydrological analysis, stability

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT atas rahmat dan petunjuk Hidayah-Nya akhirnya kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini dengan judul :

PERENCANAAN BENDUNG TETAP UNTUK JARINGAN IRIGASI GEMARANG KECAMATAN KEDUNGALAR KABUPATEN NGAWI

Tuga Akhir tugas ini merupakan salah satu syarat menyelesaikan pendidikan pada Program Diploma Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Insititut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini kami mengharapkan terima kasih kepada :

1. Dosen pembimbing yang dengan penuh kesabaran, dan keikhlasan membimbing serta meluangkan waktu untuk kami hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini.
2. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D, selaku Kepala Program Studi Jurusan Diploma Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
3. Tatas, ST., MT. selaku dosen yang memberi saran dan masukan untuk pengambilan Judul dan Pembahasan Tugas Akhir ini
4. Pak Hendro Susilo selaku konsultan perencana yang telah membantu memberikan data penunjang untuk pengerjaan Tugas Akhir ini

5. Teman-teman Diploma Teknik Sipil angkatan 2012 khususnya atas bantuan do'a serta dukungannya.

Kami menyadari bahwa dalam penulisan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan. Oleh karena itu kami mohon maaf atas kesalahan yang kami perbuat karena kurangnya ilmu pada diri kami. Dan kami mengharapkan kritik dan saran membangun dari para pembaca sekalian.

Surabaya, Juli 2015

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	II
ABSTRAK	IV
ABSTRACT.....	V
KATA PENGANTAR.....	VI
DAFTAR ISI	IX
DAFTAR GAMBAR.....	XIII
DAFTAR TABEL	XV
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 LATAR BELAKANG.....	1
1.2 RUMUSAN MASALAH.....	1
1.3 TUJUAN.....	2
1.4 MANFAAT	2
1.5 RUANG LINGKUP	2
1.6 LOKASI	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 STUDI TERDAHULU	5
BAB 3 METODOLOGI.....	7
3.1 PERSIAPAN.....	7
3.2 SURVEY LAPANGAN.....	7
3.3 STUDY LITERATUR.....	7
3.3.1 Analisa Hidrologi.....	7
3.3.1.1 Curah Hujan Rata-rata	7
3.3.1.2 Deviasi Standar (S)	8
3.3.1.3 Koefisien Skewness (CS).....	8
3.3.1.4 Koefisien Kurtosis (CK)	8
3.3.1.5 Curah Hujan Rencana	8
3.3.1.6 Uji Kecocokan	12
3.3.1.7 Banjir Rencana.....	15
3.3.2 Analisa Hidrolika.....	16
3.3.2.1 Panjang Mercu Bendung.....	16
3.3.2.2 Tinggi Muka Air di atas Mercu Bendung	17
3.3.3 Stabilitas Konstruksi Bendung.....	17
3.3.3.1 Perhitungan Gaya Tekanan Uplift.....	17
3.3.3.2 Syarat Stabilitas Bangunan	17
3.4 PENGUMPULAN DATA.....	19
3.5 PENGOLAHAN DATA	20

BAB 4 ANALISA HIDROLOGI	23
4.1 CURAH HUJAN RATA-RATA.....	23
4.2 CURAH HUJAN RENCANA	35
4.2.1 Distribusi Normal	35
4.2.2 Distribusi Gumbel.....	37
4.2.3 Distribusi Log Person III	39
4.2.4 Rekap Curah Hujan Rencana	41
4.3 UJI KECOCOKAN	42
4.3.1 Uji Chi-Kuadrat	42
4.3.1.1 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Frekwensi Normal	42
4.3.1.2 Uji ChiKuadrat Distribusi Frekuensi Log Person3....	44
4.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov	46
4.3.2.1 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Normal.....	46
4.3.2.2 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Person 3...	47
4.4 BANJIR RENCANA	48
4.5.1 Metode Nakayasu	48
4.5.1.1 Distribusi hujan jam – jaman	48
4.5.1.2 Koefisien Pengaliran.....	50
4.5.1.3 Hujan efektif	51
4.5.1.4 Metode Hidrograf satuan sintetik nakayasu	52
BAB 5 PERENCANAAN BENDUNG.....	67
5.1 ANALISA KEBUTUHAN AIR	67
5.1.1 Peanyiapan Lahan (Land Preparation).....	67
5.1.2 Penggunaan Konsumtif.....	68
5.1.2.1 Perhitungan Evatransporasi (Eto).....	68
5.1.2.2 Koefisien Tanaman (Kc)	72
5.1.3 Perkolasi	72
5.1.4 Penggantian Lapisan Air (Water Layer Replacement)	
73	
5.1.5 Curah Hujan Efektif.....	74
5.1.6 Efisiensi Irigasi	74
5.1.7 Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi.....	74
5.1.8 Pola Tanam	75
5.1.9 Hasil perhitungan Air Irigasi	75
5.2 KETERSEDIAN AIR	78
5.3 KAPASITAS TAMPUNGAN	89
5.4 TINGGI MUKA AIR SEBELUM DI BENDUNG	91

5.5	DIMENSI BENDUNG DAN BANGUNAN PEMBILAS	92
5.2.1	Panjang Mercu Bendung	92
5.2.2	Lebar Pintu Pembilas dan Pilar pembilas	92
5.2.3	Panjang Mercu Bendung Efektif	92
5.2.4	Tinggi Bendung	93
5.6	TINGGI AIR DI ATAS MERCU BENDUNG	94
5.7	PERHITUNGAN DIMENSI PEREDAM ENERGI.....	98
5.8	BACK WATER CURVE	99
BAB 6	STABILITAS KONSTRUKSI BENDUNG.....	101
6.1	PERHITUNGAN TERHADAP PIPING.....	102
6.2	PERHITUNGAN TEKANAN GAYA KE ATAS.....	105
6.3	PERENCANAAN DAN KONTROL TEBAL KOLAM OLAK .	106
6.4	PERHITUNGAN DAYA DUKUNG TANAH	108
6.5	PERHITUNGAN STABILITAS BENDUNG	109
6.6.1	Tekanan Akibat Bendung	109
6.6.2	Tekanan Hidrostatik	109
6.6.3	Tekanan Akibat Tanah.....	109
6.6.4	Beban Akibat Gempa.....	110
6.6.5	Stabilitas Pada Saat Air Setinggi Mercu	112
6.6.5.1	Kontrol stabilitas yang Terjadi pada Seluruh Tubuh Bendung	112
6.6.5.2	Kontrol Stabilitas yang Terjadi pada Mercu Bendung	118
6.6.6	Stabilitas Pada Saat Banjir Rencana	122
6.6.6.1	Kontrol stabilitas yang Terjadi pada Seluruh Tubuh Bendung	122
6.6.6.2	Kontrol Stabilitas yang Terjadi pada Mercu Bendung	129
BAB 7	KESIMPULAN	135
	DAFTAR PUSTAKA.....	137
	BIODATA PENULIS	139
	LAMPIRAN	143

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Hubungan reduksi variat rata-rata (Y_n) dan deviasi standar (S_n) terhadap jumlah data (n)	10
Tabel 3.2 Syarat-syarat Jenis Distribusi.....	12
Tabel 3.3 Nilai Kritis D_0 Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	14
Tabel 3.4 Harga-harga minimum angka rembesan lane (CL).....	19
Tabel 4. 1 Curah Hujan Maksimum Tahunan.....	27
Tabel 4. 2 Hasil Rekapitulasi hujan Harian Maksimum	34
Tabel 4. 3 Perhitungan Nilai Rata-rata Varian untuk Distribusi Normal	35
Tabel 4. 4 Hujan Rencana Metode Distribusi Normal.....	36
Tabel 4. 5 Perhitungan Nilai Rata-rata Varian untuk Distribusi Gumbel.....	37
Tabel 4. 6 Hujan Rencana Metode Distribusi Gumbel	38
Tabel 4. 7 Perhitungan Nilai Rata-rata Varian untuk Distribusi Log Person III	39
Tabel 4. 8 Tinggi Hujan Rencana Metode Distribusi Log Person III.....	40
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Curah Hujan Rencana	41
Tabel 4. 10 Parameter C_s dan C_k untuk Distribusi Frekuensi Hujan.....	41
Tabel 4. 11 Peringkat Periode Ulang CH.....	42
Tabel 4. 12 Perhitungan Uji Chi Kuadrat Distribusi Frekuensi Normal	43
Tabel 4. 13 Peringkat Periode Ulang CH.....	44
Tabel 4. 14 Perhitungan Uji Chi Kuadrat Distribusi Frekuensi Log Person III	45
Tabel 4. 15 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Frekuensi Normal.....	46
Tabel 4. 16 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Frekuensi Log Person III	47
Tabel 4. 17 Curah hujan jam – jaman	49
Tabel 4. 18 Koefisien Pengaliran.....	50
Tabel 4. 19 Koefisien Aliran.....	51
Tabel 4. 20 Distribusi hujan jam – jaman	51

Tabel 4. 21 Hidrograf Banjir rancangan Q2thn metode nakayasu.....	58
Tabel 4. 22 Hidrograf Banjir rancangan Q5thn metode nakayasu.....	59
Tabel 4. 23 Hidrograf Banjir rancangan Q10thn metode nakayasu.....	60
Tabel 4. 24 Hidrograf Banjir rancangan Q20thn metode nakayasu.....	61
Tabel 4. 25 Hidrograf Banjir rancangan Q50thn metode nakayasu.....	62
Tabel 4. 26 Hidrograf Banjir rancangan Q100thn metode nakayasu.....	63
Tabel 4. 27 Hasil Rekap Debit Rencana	65
Tabel 5.1 Kebutuhan Air Irigasi Selama Penyiapan Lahan	67
Tabel 5. 2 Perhitungan ETo tahun 2014	71
Tabel 5. 3 Koefisien Tanaman Padi	72
Tabel 5. 4 Penggantian Lapisan Air (WLR) Penyiapan Lahan Pada Awal Tanam 1 November	73
Tabel 5. 5 Efisiensi Irigasi	74
Tabel 5. 6 Perhitungan Kebutuhan Air Irigasi	76
Tabel 5. 7 Contoh Perhitungan Debit Sungai Harian.....	78
Tabel 5. 8 Tata Guna Lahan.....	79
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Perhitungan Debit Aliran Sungai 10 Tahunan	80
Tabel 5. 10 Perhitungan Ketersediaan Air	86
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Ketersediaan Air	88
Tabel 5. 12 Perhitungan Kapasitas Tampungan Bendung	89
Tabel 5. 13 Perhitungan Tinggi Muka Air sebelum di Bendung	91
Tabel 5. 14 Perhitungan Kapasitas Tampungan Sungai.....	93
Tabel 6. 1 Harga Minimum Angka Rembesan Lane (C_L).....	103
Tabel 6. 2 Perhitungan Panjang Bidang yang Dilalui Rembesan Air (Creep Lane)	104
Tabel 6. 3 Up-Lift Pressure Saat Air Setinggi Mercu dan Banjir....	106

Tabel 6. 4 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal	112
Tabel 6. 5 Perhitungan gaya horisontal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal	114
Tabel 6. 6 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang bekerja pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal	116
Tabel 6. 7 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada mercu bendung saat muka air normal	118
Tabel 6. 8 Perhitungan gaya horizontal dan Momen pada mercu bendung saat muka air normal	119
Tabel 6. 9 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang bekerja pada mercu bendung saat muka air normal	120
Tabel 6. 10 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air banjir	122
Tabel 6. 11 Perhitungan gaya horisontal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air banjir	124
Tabel 6. 12 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang bekerja pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal	126
Tabel 6. 13 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada mercu bendung saat muka air banjir	129
Tabel 6. 14 Perhitungan gaya horizontal dan Momen pada mercu bendung saat muka air banjir	130
Tabel 6. 15 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada mercu bendung saat muka air Banjir.....	132

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 4. 1 Polygon Thiesen DAS.....	24
Gambar 4. 2 Luas Pengaruh DAS.....	25
Gambar 4. 3 Gambar Unit Ordinat Hidrograf.....	57
Gambar 4. 4 Rekapitulasi Debit menggunakan metode Nakayasu.....	64
Gambar 5. 1 Grafik Kebutuhan Air	77
Gambar 5. 2 Grafik Kapasitas Tampungan.....	90
Gambar 5. 3 Grafik Q vs Tinggi Muka Air Sebelum di Bendung	91
Gambar 5. 4 Grafik V vs Tinggi Muka Air Sebelum di Bendung	92
Gambar 5. 5 Elevasi Vs Storage	94
Gambar 5. 6 Grafik C0.....	96
Gambar 5. 7 Grafik C1.....	96
Gambar 5. 8 Grafik C2.....	97
Gambar 5. 9 Jari-Jari Minimum Kolam Olak	98
Gambar 5. 10 Batas Minimum Tinggi Air.....	99
Gambar 6. 1 Sketsa Gambar Kolam Olak.....	107

BAB 1 PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Di Desa Gemarang, Kecamatan Kedunggalar, Kabupaten Ngawi terdapat areal baku sawah seluas 30 Ha. Pada musim kemarau kebutuhan air irigasi di Desa Gemarang masih belum mencukupi. Dengan permasalahan seperti itu diperlukan pengembangan potensi air serta sumber air yang ada, yaitu dengan perencanaan bendung tetap di Sungai Soko Bawah di Desa Gemarang, fungsi bendung tetap ini untuk menaikkan elevasi muka air, dan meningkatkan tampungan air hujan pada tubuh sungai yang dibendung, yang airnya dapat dimanfaatkan saat musim kemarau dan dapat memberikan solusi untuk mengairi sawah seluas 30 Ha di desa Gemarang

Dikarenakan elevasi sungai lebih rendah dari elevasi areal sawah, sehingga diperlukan pompa dan reservoir. Pompa ini berfungsi untuk menaikkan air yang di bendung ke reservoir yang berada di sebelah sungai yang dibendung. Reservoir ini akan dibangun dengan volume tampungan yang harus mencukupi untuk suplesi irigasi. Setelah bendung tetap, pompa dan reservoir yang direncanakan dapat mengairi lahan pertanian seluas 30 Ha. Dalam pelaksanaan pembangunan bendung tetap ini diperlukan perencanaan yang baik, dan dalam perencanaannya diperlukan desain yang kuat dengan memperhitungkan kondisi daerah dan letak topografis.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan penjelasan latar belakang di atas, maka didapat rumusan masalahnya yang ada diantaranya :

- Berapa dimensi bendung tetap yang diperlukan ?

- Bagaimana kestabilan bendung terhadap tekanan yang timbul ?

1.3 Tujuan

Dengan rumusan masalah di atas, dapat disimpulkan tujuan yang ada diantaranya :

- Menghitung besar debit banjir rencana.
- Merencanakan dimensi bendung tetap.
- Menghitung kestabilan bendung.

1.4 Manfaat

Terwujudnya pembangunan bendung di Desa Gemarang diharapkan bisa menyediakan air untuk tanaman padi pada daerah irigasi seluas 30 Ha saat musim kemarau

,

1.5 Ruang Lingkup

Berdasarkan pembahasan dalam proposal tugas akhir ini, ruang lingkup yang dibahas adalah :

- Analisa Hidrologi
- Analisa Hidrolika
- Merencanakan bendung tetap
- Stabilitas konstruksi Bendung

1.6 Lokasi

Lokasi bendung terletak di di desa Gemarang, kecamatan Kedunggalar Kabupaten Ngawi, kilometer \pm 190 letak bendung \pm 7 km dari jalan raya solo, seperti terlihat pada gambar



Gambar 1. 1 DAS dan Sungai



Gambar 1. 2 Lokasi bendung dan lahan irigasi

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Studi Terdahulu

Sudah ada studi yang direncanakan pada lokasi ini, perencana tidak mendapatkan data debit di lokasi tersebut karena tidak ada pengukuran di sungai Soko Bawah, karenanya perencana menggunakan metode FJ mok untuk acuan pendekatan data debit, perencana telah merencanakan bendung tetap dengan ketentuan dimensi bendung seperti berikut :

Ketinggian bendung	: 1,59 m
Lebar efektif bendung	: 14,3 m
Tipe mercu bendung	: Bulat
Jari-jari Mercu Bendung	: 0,5 m
Tipe Kolam Olak	: Bak Tenggelam
Jari-jari Kolam Olak	: 2 m

Perencanaan bendung tetap diatas tidak dilengkapi dengan pintu intake karena elevasi sawah tertinggi berada di atas elevasi muka air sungai, nantinya bendung tetap ini akan menggunakan pompa sebagai media yang menghantarkan air ke elevasi sawah tertinggi.

Untuk perhitungan lain seperti perhitungan hidrologi dan hidrolika untuk mencapai perencanaan bendung tidak diberikan oleh perencana, hanya data – data diatas yang diberikan.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB 3 METODOLOGI

Metode perencanaan disusun untuk mempermudah pelaksanaan perencanaan, dan untuk memperoleh penyelesaian masalah yang sesuai dengan tujuan perencanaan yang ditetapkan melalui prosedur kerja yang sistematis, teratur, dan tertib, sehingga dapat dipertanggung jawabkan secara ilmiah. Berikut adalah metode perencanaanya.

3.1 Persiapan

Dalam tahap persiapan ini yang harus dilakukan adalah :

1. Membuat surat ijin dari ITS untuk Dinas pengairan dan pertambangan kota Ngawi untuk pengambilan data – data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

3.2 Survey Lapangan

Survey lapangan meliputi :

1. Kondisi lokasi
2. Kondisi sungai yang ada saat ini.
3. Kondisi wilayah daerah pengaliran.
4. Kendala dan masalah yang sering terjadi pada daerah study.

3.3 Study Literatur

Beberapa literature atau buku referensi yang dipakai untuk Tugas Akhir ini antara lain:

3.3.1 Analisa Hidrologi

3.3.1.1 Curah Hujan Rata-rata

Tinggi curah hujan terjadi di suatu wilayah yang di batasi oleh suatu Das, berdasarkan data hujan yang diperoleh dari beberapa stasiun hujan. Poligon Thiesen ini cocok untuk daerah dengan tingkat persebaran stasiun hujan tidak merata dalam satu Das. Cara ini didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung tinggi curah hujan dari beberapa stasiun

hujan yang mempunyai pengaruh terhadap DAS itu sendiri

Formula matematika perhitungan curah hujan rata rata daerah dirumuskan sebagai berikut :

$$R = \frac{R1.A1 + R2.A2 + R3.A3 + \dots Rn.An}{A1 + A2 + A3 + \dots An}$$

Keterangan :

R = Hujan rata – rata (mm).

R1, R2, ... Rn = curah hujan pada stasiun 1,2,3, ..., n.

A1, A2, ... An = luas poligon stasiun 1,2,3, ..., n.

(Soemarto, 1999 hal 10)

3.3.1.2 Deviasi Standar (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (Xi - X)^2}{n - 1}}$$

Dimana :

S = Deviasi standart

Xi = Nilai varian ke i

X = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

3.3.1.3 Koefisien Skewness (CS)

Kemencengan (skewness) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan dari suatu bentuk distribusi.

Rumus :

$$Cs = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^3}{S^3}$$

Dimana :

CS = Koefisien Skewness

Xi = Nilai varian ke i

X = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

3.3.1.4 Koefisien Kurtosis (CK)

Pengukuran kurtosis dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.

Rumus :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

Dimana :

CK = Koefisien Kurtosis

X_i = Nilai varian ke i

X = Nilai rata-rata varian n = Jumlah data

S = Deviasi standar

3.3.1.5 Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah prediksi terjadinya curah hujan ekstrem yang terjadi pada periode ulang tertentu. metode yang dipakai

- Metode Distribusi Normal

Rumusan yang dipakai adalah

$$X = \bar{X} + k \cdot S$$

Dimana:

X = nilai varian yang diharapkan terjadi

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung varian

S = Standart deviasi

k = Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari pada peluang atau periode ulang dan tipe model matematik dari distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang

(Soewarno, 1995. Hal 116)

- Metode Distribusi Gumbel

Rumusan yang dipakai adalah :

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y_t - Y_n)$$

$$Y_t = \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right],$$

untuk $T > 20$, maka $Y_t = \ln T$

Dimana:

X = nilai varian yang di harapkan terjadi

\bar{X} = nilai rata-rata hitung varian

S = Standar deviasi

Y_t = nilai reduksi varian dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu (hubungan antara periode ulang T dan Y dapat dilihat pada tabel)

Y_n = nilai rata-rata dari reduksi varian, nilainya tergantung dari jumlah data (n) dan dapat dilihat pada tabel.

S_n = deviasi standart dari reduksi varian nilainya tergantung dari jumlah data (n) dan dapat dilihat pada table

Untuk mencari nilai besaran Y_n dan S_n dapat dilihat pada Tabel berikut

Tabel 3.1 Hubungan reduksi variat rata-rata (Y_n) dan deviasi standar (S_n) terhadap jumlah data (n)

n	Y_n	S_n
10	0,4592	0,9496
11	0,4996	0,9676
12	0,5053	0,9933
13	0,5070	0,9971
14	0,5100	1,0095
15	0,5128	1,0206
16	0,5157	1,0316
17	0,5181	1,0411
18	0,5202	1,0493
19	0,5220	1,0565
20	0,5236	1,0628
21	0,5252	1,0696

n	Yn	Sn
22	0,5268	1,0754
23	0,5283	1,0811
24	0,5296	1,0864
25	0,5309	1,0915
26	0,5320	1,1961
27	0,5332	1,1004
28	0,5343	1,1047
29	0,5353	1,1086
30	0,5362	1,1124

(Soewarno, 1995. Hal 127;128;129)

- Metode Distribusi Log Person Type III

Untuk menghitung curah hujan rencana dalam periode ulang tertentu dengan metode distribusi log person type III dapat dipakai perumusan sebagai berikut:

$$\log X = \overline{\log X} + k. (\overline{S \log X})$$

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log x}{n}$$

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$$

$$Cs = \frac{n \sum (\log x - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \log X})^3}$$

Keterangan :

Log X = perkiraan nilai logaritma yang diharapkan terjadi dengan periode ulang tertentu

$\overline{\log X}$ = nilai rata-rata, dengan rumus :

n = jumlah data

$\overline{S \log X}$ = nilai deviasi standar dari log X

Cs = nilai kemencengan

Untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada periode tertentu, hitung anti log dari log X sesuai dengan nilai CS nya.

(Soewarno, 1995. Hal 143)

Dari ketiga metode diatas akan diambil satu metode yang akan digunakan dalam perhitungan selanjutnya dengan ketentuan sebagai berikut :

Tabel 3.2 Syarat-syarat Jenis Distribusi

Distribusi	Syarat Nilai
Distribusi Normal	$Cs \approx 0$ $Ck \approx 3$
Distribusi Gumbel	$Cs \leq 1,1396$ $Ck \leq 5,4002$
Distribusi Log Person Type III	$Cs \pm 0$ $Ck \pm 0$

3.3.1.6 Uji Kecocokan

Tujuan dari uji kecocokan adalah untuk ,menentukan kecocokan distribusi frekuensi sampel, dengan fungsi distribusi peluang. Ada dua cara uji kecocokan yang dilakukan dalam analisa kali ini, yaitu :

- Uji Chi-Kuadrat

Tujuan dari uji chi-kuadrat adalah untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

Rumus

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Dimana :

X_h^2 = Parameter chi-kuadrat terhitung

G = Jumlah sub kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

- Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov sering disebut juga uji kecocokan non parametrik (non parametric test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_m \quad P(X_m)$$

$$X_n \quad P(X_n)$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_2 \quad P'(X_2)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum } [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) tentukan harga D_0 (lihat table 2.3). Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar D_0 maka distribusi yang digunakan

untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 3.3 Nilai Kritis Do Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	<u>1,07</u>	<u>1,22</u>	<u>1,36</u>	<u>1,63</u>
	$N^{0,5}$	$N^{0,5}$	$N^{0,5}$	$N^{0,5}$

Catatan : α = derajat kepercayaan
(Soewarno, 1995. Hal 198;199)

3.3.1.7 Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana sangat diperlukan untuk memperkirakan besarnya debit maksimum yang terjadi pada periode tertentu. Cara yang digunakan untuk menghitung debit rencana adalah metode rasional.

- Hidrograf Satuan Nakayasu

Untuk memprediksi unit hidrograf dari suatu DAS berdasarkan data-data karakteristik fisik DAS sungai yang bersangkutan, dapat digunakan metode unit hidrograf sintetis. Salah satu metode yang umum dipakai adalah metode Nakayasu.

Rumus dari hidrograf satuan sintetis Nakayasu adalah sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6(0,3 T_p + T_{0,3})}$$

Dimana:

Q_p = debit puncak banjir (m³/det)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

A = luas daerah pengaliran sampai outlet

C = koefisien pengaliran

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

$T_p = t_g + 0,8 t_r$

$T_{0,3} = \alpha t_g$

$t_r = 0,5 t_g$ sampai t_g

t_g adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir dimana t_g dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km :

$$tg = 0,4 + 0,058 L$$

- Sungai dengan panjang alur $L < 15 \text{ km}$:

$$tg = 0,21 L^{0,7}$$

Dimana:

T_r = satuan waktu hujan (jam)

α = parameter hidrograf, untuk :

$\alpha = 2 \rightarrow$ pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5 \rightarrow$ pada bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat

$\alpha = 3 \rightarrow$ pada bagian naik hidrograf cepat, dan turun lambat

3.3.2 Analisa Hidrolika

3.3.2.1 Panjang Mercu Bendung

Panjang mercu bendung yaitu jarak antara pangkal-pangkalnya (abutment), sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Panjang mercu bendung efektif dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Be = Bb - 20\% \sum b - \sum t$$

$$Be = Bb - 2(n k_p + k_a)H$$

Keterangan :

Be = panjang mercu efektif (m)

Bb = panjang mercu bruto (m)

$\sum b$ = jumlah lebar pembilas

$\sum t$ = jumlah pilar-pilar pembilas

n = jumlah pilar pembilas dan pilar jembatan

k_p = koefisien kontraksi pilar

k_a = koefisien kontraksi pangkal bendung

H = tinggi energy (m), yaitu $h+k$; h = tinggi air; $k = v^2/2g$

(Mawardi, 2006. Hal 44)

3.3.2.2 Tinggi Muka Air di atas Mercu Bendung

Tinggi muka air di atas mercu dapat dihitung dengan persamaan tinggi energi-debit, untuk ambang bulat dan pengontrol segi empat, yaitu :

$$Q_d = C_d \times 2/3 \times beff \times \sqrt{2/3 g} \times H^{3/2}$$

Keterangan :

Q_d = debit (m^3/det)

C_d = koefisien debit ($C_d = C_0.C_1.C_2$)

g = percepatan gravitasi (m/det^2)

$beff$ = panjang mercu efektif (m)

H = tinggi energi di atas mercu (m)

(KP 02. Hal 41)

3.3.3 Stabilitas Konstruksi Bendung

3.3.3.1 Perhitungan Gaya Tekanan Uplift

Gaya tekanan uplift disetiap titik untuk keadaan air normal dan banjir dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$U_x = (h_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H) \gamma_w$$

$$L_x = L_v + 1/3 L_v$$

Keterangan :

U_x = gaya tekanan ke atas di titik x (ton/m^2)

H_x = tinggi air upstream bendung sampai titik x (m)

L_x = jarak sepanjang bidang kontak dari elevasi muka air upstream sampai titik x (m)

L = panjang total bidang kontak (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

L_v = panjang bidang vertikal (m)

L_H = panjang bidang horizontal (m)

(Mawardi, 2006. Hal 128)

3.3.3.2 Syarat Stabilitas Bangunan

Syarat stabilitas bangunan untuk keadaan air normal dan keadaan air banjir harus stabil terhadap guling dan geser.

- Guling

$$\text{faktor keamanan (FK)} = \frac{\Sigma M_t}{\Sigma M_g} \geq 1,5 - 2$$

Keterangan :

ΣM_t = jumlah momen tahan (ton.m)

ΣM_g = jumlah momen guling (ton.m)

(Mawardi, 2006. Hal 128)

- Geser

$$\text{faktor keamanan (FK)} = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H} \geq 1,3$$

koefesien geser (f) = $\text{tg}\phi$

Keterangan

ΣV = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

ΣH = jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

ϕ = sudut geser dalam sedalam pondasi bendung

(Mawardi, 2006. Hal 128)

- Turun

Syarat terhadap daya dukung tanah pada keadaan air normal dan keadaan air banjir dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Keterangan :

$\sigma_{1,2}$ = tegangan tanah (kN/m^2)

ΣV = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

B = lebar dasar (m)

e = eksentrisitas

persyaratannya yaitu bila $\sigma_1 < \bar{\sigma}$ dan $\sigma_2 > 0$

(Mawardi, 2006. Hal 129)

- Rembesan

$$C_L = \frac{\Sigma L_V + 1/3 \Sigma L_H}{\Delta H}$$

Keterangan :

C_L = angka rembesan lane

ΣL_V = jumlah panjang vertical (m)
 ΣL_H = jumlah panjang horizontal (m)
 H = beda tinggi muka air (m)
 (Mawardi, 2006. Hal 128)

Tabel 3.4 Harga-harga mimimum angka rembesan lane (CL)

Uraian	C _L
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

(KP 02, 1986. Hal 124,125,126)

3.4 Pengumpulan Data

Data – data yang dikumpulkan untuk Tugas Akhir ini antara lain :

1. Peta Topografi

Untuk mengetahui lokasi yang akan ditinjau serta untuk mengetahui kondisi topografi disekitar lokasi tersebut.

2. Data Curah Hujan

Melakukan perhitungan curah hujan rata – rata daerah, hujan harian maksimum, intensitas hujan dan pemilihan rumus intensita serta pemilihan metode intensitas hujan.

3. Data Eksisting sungai

Melakukan perhitungan long section sungai dan cross section penampang saluran sungai sehingga mendapat data – data yang diperlukan untuk membuat Tugas Akhir.

4. Data Mekanika Tanah

Untuk mengetahui karakteristik tanah di sekitar lokasi yang ditinjau.

3.5 Pengolahan Data

Data yang telah didapatkan kemudian diolah dengan menggunakan metode – metode yang telah diajarkan, yaitu

3.5.1 Analisa Hidrologi

3.5.1.1 Curah Hujan Rata-rata

- Metode Poligon Thiesen

3.5.1.2 Curah Hujan Rencana

- Metode Distribusi Normal
- Metode Distribusi Gumbel
- Metode Distribusi Log Person Type III

3.5.1.3 Uji Kecocokan

- Uji Chi-Kuadrat
- Uji Smirnov-Kolmogorov

3.5.1.4 Banjir Rencana

- Rumus Rasional
- Intensitas Hujan
- Koefesien Pengaliran

3.5.2 Analisa Hidrolika

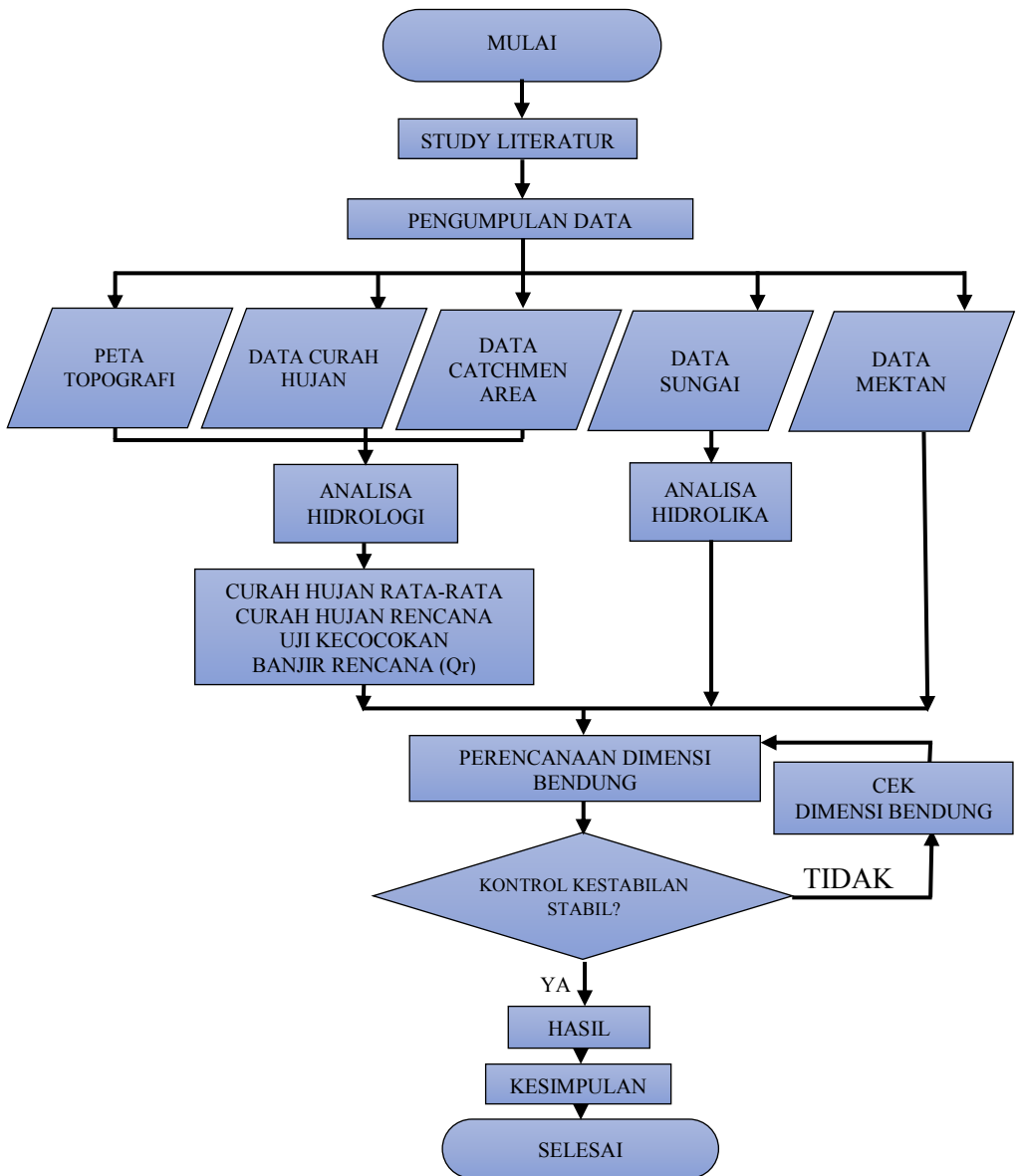
- Panjang Mercu Bendung
- Tinggi Muka Air di atas Mercu Bendung
- Perhitungan Gaya Tekanan Uplift

3.5.3 Stabilitas Konstruksi Bendung

- Syarat Stabilitas Bangunan

3.5.4 Analisa Pompa

3.5.5 Analisa Reservoir



Gambar 3.1 Flow Chart Metodologi

BAB 4

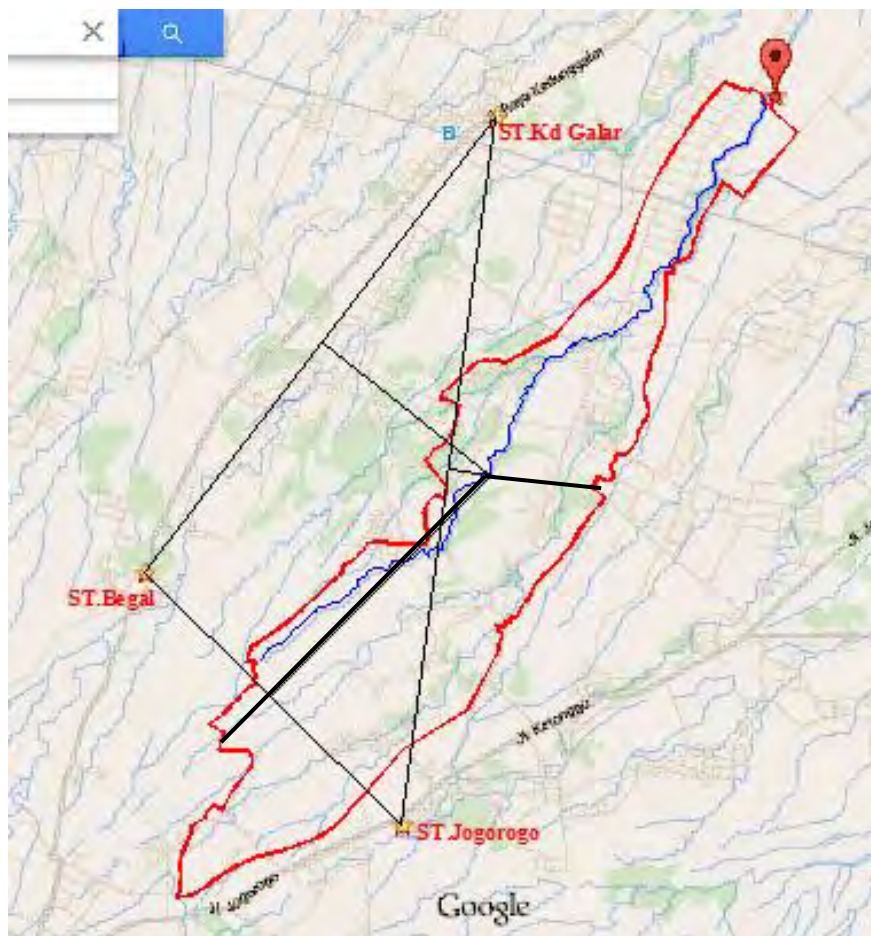
ANALISA HIDROLOGI

4.1 Curah Hujan Rata-Rata

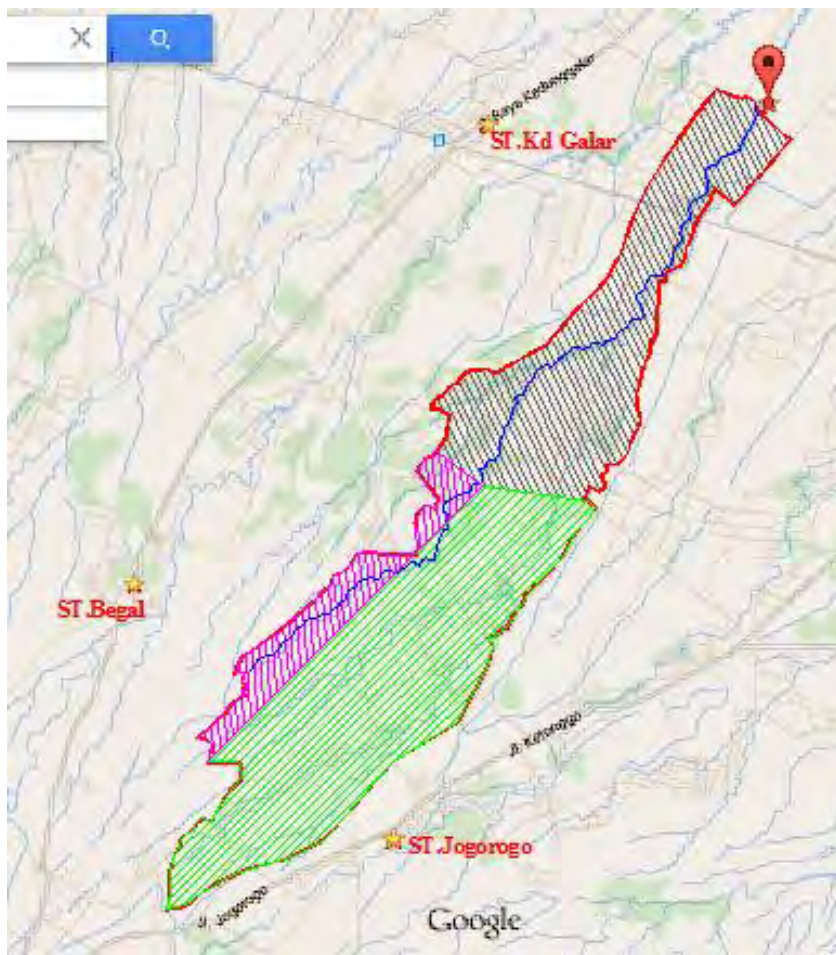
Untuk menghitung curah hujan rata-rata pada bendung digunakan empat stasiun hujan yang ada di sekitar Daerah Aliran Sungai Kali Soko Bawah, yaitu stasiun hujan Kedunggalar, stasiun hujan Begal, stasiun hujan Jogorogo, stasiun hujan Ngale.

Analisa hidrologi ini menggunakan data hujan selama 10 Tahun terakhir. Metode yang dipakai dalam perhitungan Curah hujan rata-rata ini adalah metode polygon thiesen. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa setiap stasiun hujan mempunyai pengaruh berdasarkan perbandingan luasan wilayah pengaruh stasiun hujan dengan luas daerah aliran sungai.

Adapun perhitungan curah hujan methods thiesen polygon Daerah Aliran Sungai bendung, sebagai berikut :



Gambar 4. 1 Polygon Thieses DAS



Gambar 4. 2 Luas Pengaruh DAS

- Luas pengaruh ST Kedunggala = 7,485 km
- Luas pengaruh ST Begal = 2,084 km²
- Luas pengaruh ST Jogorogo = 10,218 km²
- Luas DAS = 19,787 km²
- Bobot ST Kedunggalar = $\frac{7.485}{19.787} \times 100\% = 37,83 \%$
- Bobot ST Begal = $\frac{2.084}{19.787} \times 100\% = 10,53 \%$
- Bobot ST Jogorogo = $\frac{10.218}{19.787} \times 100\% = 51,64 \%$

Tabel 4. 1 Curah Hujan Maksimum Tahunan

Tahun 1995

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
17-Mar	25	109	52	9.457	56.288	5.477	71.221

Tahun 1996

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
15-Mar	106	38	31	40.098	19.623	3.265	62.986

Tahun 1997

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
22-Feb	38	82	3	14.375	42.345	0.316	57.035

Tahun 1998

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
31-Jan	105	55	20	39.719	28.402	2.106	70.228

Tahun 1999

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
13-Apr	68	87	8	25.723	44.927	0.843	71.492

Tahun 2000

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
22-May	79	0	0	29.884	0.000	0.000	29.884

Tahun 2001

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
12-Jul	41	65	0	15.509	33.566	0.000	49.075

Tahun 2002

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
20-Jan	61	40	30	23.075	20.656	3.160	46.891

Tahun 2003

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
28-Feb	68	58	62	25.723	29.951	6.530	62.204

Tahun 2004

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
4-Mar	59	62	0	22.318	32.017	0.000	54.335

Tahun 2005

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
21-Jun	85	72	30	32.154	37.181	3.160	72.494

Tahun 2006

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
21-Feb	60	72	65	22.697	37.181	6.846	66.723

Tahun 2007

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
25-Dec	86	19	97	32.532	9.812	10.216	52.560

Tahun 2008

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
31-Jan	105	20	55	39.719	10.328	5.793	55.840

Tahun 2009

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
15-Nov	73	85	13	27.614	43.894	1.369	72.877

Tahun 2010

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
31-Mar	68	40	30	25.723	20.656	3.160	49.539

Tahun 2011

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
24-Apr	92	18	15	34.802	9.295	1.580	45.677

Tahun 2012

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
20-Jan	61	30	40	23.075	15.492	4.213	42.780

Tahun 2013

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
8-Apr	94	13	20	35.558	6.713	2.106	44.378

Tahun 2014

Tanggal	Stasiun Hujan			Bobot Daerah Pengaruh Hujan			jumlah Hujan (mm)
	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	Kedunggalar	Jogorogo	Begal	
				37.83%	51.64%	10.53%	
26-Nov	43	18	6	16.266	9.295	0.632	26.193

Tabel 4. 2 Hasil Rekapitulasi hujan Harian Maksimum

Tahun	Ch Max
1995	71.221
1996	62.986
1997	57.035
1998	70.228
1999	71.492
2000	29.884
2001	49.075
2002	46.891
2003	62.204
2004	54.335
2005	72.494
2006	66.723
2007	52.560
2008	55.840
2009	72.877
2010	49.539
2011	45.677
2012	42.780
2013	44.378
2014	26.193

4.2 Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah prediksi terjadinya curah hujan ekstrem yang terjadi pada periode ulang tertentu. Adapun metode yang dipakai antara lain

4.2.1 Distribusi Normal

Tabel 4. 3 Perhitungan Nilai Rata-rata Varian untuk Distribusi Normal

Tahun	X	X-Xrat	$(X-Xrat)^2$	$(X-Xrat)^3$	$(X-Xrat)^4$
1995	71	16	256	4096	65546
1996	63	8	60	468	3636
1997	57	2	3	6	11
1998	70	15	225	3380	50720
1999	71	16	265	4308	70102
2000	30	-25	642	-16265	412091
2001	49	-6	38	-232	1426
2002	47	-8	69	-578	4815
2003	62	7	49	341	2378
2004	54	-1	1	-1	1
2005	72	17	298	5154	89027
2006	67	12	132	1522	17507
2007	53	-3	7	-19	50
2008	56	1	0	0	0
2009	73	18	312	5505	97198
2010	50	-6	32	-183	1042
2011	46	-10	91	-869	8297
2012	43	-12	155	-1925	23955
2013	44	-11	118	-1275	13822
2014	26	-29	843	-24458	709969
jumlah		0.000	3596	-21026	1571592

Keterangan

$$n = 10$$

$$X_{\text{rat}} = 55,221$$

$$\text{Stdev} = 13,76$$

Menghitung nilai (a)

$$a = \frac{n}{(n-1) \times (n-2)} \times \sum (X - X_{\text{rat}})^3$$

$$a = \frac{10}{(20-1) \times (20-2)} \times (-21025.557)$$

$$a = -1229,56$$

Menghitung nilai (Cs)

$$Cs = \frac{a}{\text{Stdev}^3}$$

$$Cs = \frac{-1229,56}{13,76^3}$$

$$Cs = -0,472$$

Menghitung nilai (Ck)

$$Ck = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3) S^4} \times \sum (X_i - X_{\text{rat}})^4$$

$$Ck = \frac{20}{(20-1)(20-2)(20-3) 13,76^4} \times 1571592$$

$$Ck = 3,02$$

Tabel 4. 4 Hujan Rencana Metode Distribusi Normal

No	Periode ulang (T)	Faktor frekuensi (k)	Hujan rencana (X) mm
1	2	0	55.2
2	5	0.84	66.8
3	10	1.28	72.8
4	20	1.64	77.8
5	50	2.05	83.4
6	100	2.33	87.3

4.2.2 Distribusi Gumbel

Tabel 4. 5 Perhitungan Nilai Rata-rata Varian untuk Distribusi Gumbel

Tahun	X	X-Xrat	(X-Xrat) ²	(X-Xrat) ³	(X-Xrat) ⁴
1995	71	16	256	4096	65546
1996	63	8	60	468	3636
1997	57	2	3	6	11
1998	70	15	225	3380	50720
1999	71	16	265	4308	70102
2000	30	-25	642	-16265	412091
2001	49	-6	38	-232	1426
2002	47	-8	69	-578	4815
2003	62	7	49	341	2378
2004	54	-1	1	-1	1
2005	72	17	298	5154	89027
2006	67	12	132	1522	17507
2007	53	-3	7	-19	50
2008	56	1	0	0	0
2009	73	18	312	5505	97198
2010	50	-6	32	-183	1042
2011	46	-10	91	-869	8297
2012	43	-12	155	-1925	23955
2013	44	-11	118	-1275	13822
2014	26	-29	843	-24458	709969
jumlah		0.000	3596	-21026	1571592

Keterangan

n = 10

Xrat = 55,221

Stdev = 13,76

Menghitung nilai (a)

$$a = \frac{n}{(n-1) \times (n-2)} \times \sum (X - Xrat)^3$$

$$a = \frac{10}{(20-1) \times (20-2)} \times (-21025.557)$$

$$a = -1229,56$$

Menghitung nilai (Cs)

$$Cs = \frac{a}{\text{Stdev}^3}$$

$$Cs = \frac{-1229,56}{13,76^3}$$

$$Cs = -0,472$$

Menghitung nilai (Ck)

$$Ck = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3) S^4} \times \sum (Xi - Xrat)^4$$

$$Ck = \frac{20}{(20-1)(20-2)(20-3) 13,76^4} \times 1571592$$

$$Ck = 3,02$$

Tabel 4. 6 Hujan Rencana Metode Distribusi Gumbel

T	T-1	Yn	σ_n	Yt	K	Hujan rencana (X) mm
2	1	0.5235	1.0629	0.4	-0.1	53.2
5	4	0.5235	1.0629	1.5	0.9	67.9
10	9	0.5235	1.0629	2.3	1.6	77.6
20	19	0.5235	1.0629	3.0	2.3	86.9
50	49	0.5235	1.0629	3.9	3.2	99.0
100	99	0.5235	1.0629	-0.4	-0.8	43.7

4.2.3 Distribusi Log Person III

Tabel 4. 7 Perhitungan Nilai Rata-rata Varian untuk Distribusi Log Person III

Tahun	X	log x	logX- logXrat	(logX- logXrat) ²	(logX- logXrat) ³	(logX- logXrat) ⁴
1995	71.2	1.9	0.1	0.0	0.0	0.0
1996	63.0	1.8	0.1	0.0	0.0	0.0
1997	57.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0
1998	70.2	1.8	0.1	0.0	0.0	0.0
1999	71.5	1.9	0.1	0.0	0.0	0.0
2000	29.9	1.5	-0.3	0.1	0.0	0.0
2001	49.1	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2002	46.9	1.7	-0.1	0.0	0.0	0.0
2003	62.2	1.8	0.1	0.0	0.0	0.0
2004	54.3	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2005	72.5	1.9	0.1	0.0	0.0	0.0
2006	66.7	1.8	0.1	0.0	0.0	0.0
2007	52.6	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2008	55.8	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2009	72.9	1.9	0.1	0.0	0.0	0.0
2010	49.5	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2011	45.7	1.7	-0.1	0.0	0.0	0.0
2012	42.8	1.6	-0.1	0.0	0.0	0.0
2013	44.4	1.6	-0.1	0.0	0.0	0.0
2014	26.2	1.4	-0.3	0.1	0.0	0.0
jumlah			0.0	0.3	0.0	0.0

Keterangan

n = 20

log Xrat = 1,73

Stdev = 0,123

Menghitung nilai (a)

$$a = \frac{n}{(n-1) \times (n-2)} \times \sum (\log X - \log Xrat)^3$$

$$a = \frac{20}{(20-1) \times (20-2)} \times -0.0351217$$

$$a = -0,002054$$

Menghitung nilai (Cs)

$$Cs = \frac{a}{\text{Stdev}^3}$$

$$Cs = \frac{-0,002054}{0,123^3}$$

$$Cs = -1,11$$

Menghitung nilai (Ck)

$$Ck = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \times \sum (\log X - \log X_{rat})^4$$

$$Ck = \frac{20}{(10-1)(10-2)(10-3)0,123^4} \times 0.0148$$

$$Ck = 4,45$$

Tabel 4. 8 Tinggi Hujan Rencana Metode Distribusi Log Person III

T	K	Log Xt	Xt
2	0.116	1.74	55.12
5	0.857	1.83	67.98
10	1.183	1.87	74.55
20	1.285	1.88	76.73
50	1.488	1.91	81.28
100	1.663	1.93	85.40

4.2.4 Rekap Curah Hujan Rencana

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Curah Hujan Rencana

T	Xt (normal)	Xt (gumbel)	Xt (lp3)
2	55.221	53.189	55.120
5	66.777	67.860	67.983
10	72.831	77.573	74.554
20	77.784	86.891	76.730
50	83.425	98.951	81.276
100	87.277	43.664	85.403

Dari beberapa metode di atas selanjutnya dilakukan pemilihan dengan menggunakan parameter Cs dan Ck untuk memilih distribusi yang digunakan

Tabel 4. 10 Parameter Cs dan Ck untuk Distribusi Frekuensi Hujan

Distribusi	Syarat Nilai	Hasil	Keputusan
Distribusi Normal	$C_s \approx 0$	$C_s = -0,472$	Ya
	$C_k \approx 3$	$C_k = 3,0$	
Distribusi Gumbel	$C_s \leq 1,1396$	$C_s = -0,472$	Ya
	$C_k \leq 5,4002$	$C_k = 3,02$	
Distribusi Log Person Type III	$C_s \pm 0$	$C_s = -1,11$	Ya
	$C_k \pm 0$	$C_k = 4,45$	

Dari hasil diatas didapat yang paling mendekati parameter Cs dan Ck adalah Distribusi Normal.

4.3 Uji Kecocokan

4.3.1 Uji Chi-Kuadrat

4.3.1.1 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Frekwensi Normal

Tabel 4. 11 Peringkat Periode Ulang CH

tahun	CH max	peringkat (m)	peluang (p)
2014	26.19	1	0.05
2000	29.88	2	0.10
2012	42.78	3	0.14
2013	44.38	4	0.19
2011	45.68	5	0.24
2002	46.89	6	0.29
2001	49.08	7	0.33
2010	49.54	8	0.38
2007	52.56	9	0.43
2004	54.34	10	0.48
2008	55.84	11	0.52
1997	57.04	12	0.57
2003	62.20	13	0.62
1996	62.99	14	0.67
2006	66.72	15	0.71
1998	70.23	16	0.76
1995	71.22	17	0.81
1999	71.49	18	0.86
2005	72.49	19	0.90
2009	72.88	20	0.95
total	441.31		

Jumlah kelas (G) = $1 + 1.33 \times \text{Ln}(20)$

Jumlah kelas (G) = 4,98 ~ 5 kelas

Xrat = 55,22

Stdev = 13,76

Tabel 4. 12 Perhitungan Uji Chi Kuadrat Distribusi Frekuensi Normal

no	Nilai Batas			O _i	E _i	(O _i -E _i) ²	x ²
batas 1 :		$X \leq$	43.7	3	4	1	0.25
batas 2 :	43.7	$< X \leq$	51.8	5	4	1	0.25
batas 3 :	51.8	$< X \leq$	58.7	4	4	0	0.00
batas 4 :	58.7	$< X \leq$	66.8	3	4	1	0.25
batas 5 :	66.8	$< X \leq$		5	4	1	0.25
Total				20	20	4	1.00

$$\begin{aligned}
 dk &= G - R - 1 \\
 &= 5 - 2 - 1 \\
 &= 2
 \end{aligned}$$

Maka X^2 kritis = 5,991 (tabel III – 7, Soewarno 1995)

Contoh Perhitungan :

$$\text{batas 1} = \bar{x} + K \times \text{Stdev}$$

Nilai K pada batas 1 diperoleh dari tabel variable variat pada peluang 0.8 maka

$$\text{batas 1} = 55,22 + (-0,84 \times 13,76)$$

$$\text{batas 1} = 43,6637$$

Nilai K pada batas 2,3, dan 4 diperoleh dari tabel variable variat pada peluang (0,6), (0,4), dan (0,2)

Nilai O_i merupakan banyaknya data dari nilai batas tersebut

Nilai E_i merupakan Jumlah O_i dibagi jumlah data sehingga

$$E_i = \frac{\sum O_i}{5} = \frac{20}{5} = 4$$

$$x^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

$$\sum x^2 = 1.0$$

Chi Square untuk data tersebut adalah 1.0
Selanjutnya nilai chi square dibandingkan dengan nilai Chi Square Teori yang didapat dari tabel Chi Square

Kesimpulan :

Nilai X^2 yang dihitung = 1,0

X^2 kritis dari tabel = 5,991 (tabel III – 7, Soewarno 1995)

X^2 yang dihitung < X^2 kritis → HIPOTESA DITERIMA

4.3.1.2 Uji ChiKuadrat Distribusi Frekuensi Log Person3

Tabel 4. 13 Peringkat Periode Ulang CH

Tahun	CH max	Log CH	Peringkat (m)	Peluang (p)
2014	26.2	1.4	1	0.05
2000	29.9	1.5	2	0.10
2012	42.8	1.6	3	0.14
2013	44.4	1.6	4	0.19
2011	45.7	1.7	5	0.24
2002	46.9	1.7	6	0.29
2001	49.1	1.7	7	0.33
2010	49.5	1.7	8	0.38
2007	52.6	1.7	9	0.43
2004	54.3	1.7	10	0.48
2008	55.8	1.7	11	0.52
1997	57.0	1.8	12	0.57
2003	62.2	1.8	13	0.62
1996	63.0	1.8	14	0.67

Tahun	CH max	Log CH	Peringkat (m)	Peluang (p)
2006	66.7	1.8	15	0.71
1998	70.2	1.8	16	0.76
1995	71.2	1.9	17	0.81
1999	71.5	1.9	18	0.86
2005	72.5	1.9	19	0.90
2009	72.9	1.9	20	0.95
total		16.34		

Jumlah kelas = $1 + 1.33 \times \ln(20)$

Jumlah kelas = 4,98 ~ 5 kelas

LogXrat = 1,73

Stdev = 0,12

Tabel 4. 14 Perhitungan Uji Chi Kuadrat Distribusi Frekuensi Log Person III

no	Nilai Batas			Oi	Ei	$(O_i-E_i)^2$	χ^2
batas 1 :		$X \leq$	1.6	2	4	4	1.00
batas 2 :	1.6	$< X \leq$	1.7	6	4	4	1.00
batas 3 :	1.7	$< X \leq$	1.8	4	4	0	0.00
batas 4 :	1.8	$< X \leq$	1.8	3	4	1	0.25
batas 5 :	1.8	$< X \leq$		5	4	1	0.25
Total				20	20	10	2.50

Kesimpulan :

Nilai χ^2 yang dihitung = 2,5

χ^2 kritis dari tabel = 5,991 (tabel III – 7, Soewarno 1995)

χ^2 yang dihitung $< \chi^2$ kritis \rightarrow HIPOTESA DITERIMA

4.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

4.3.2.1 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Normal

Tabel 4. 15 Perhitungan Uji Smirnov
Kolmogorov Distribusi Frekuensi Normal

CH Max	(m)	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(X)	P'(X<)	D
26.2	1	0.0	1.0	-2.1	0.0	1.0	-0.9
29.9	2	0.1	0.9	-1.8	0.0	1.0	0.1
42.8	3	0.1	0.9	-0.9	0.2	0.8	0.0
44.4	4	0.2	0.8	-0.8	0.2	0.8	0.0
45.7	5	0.2	0.8	-0.7	0.2	0.8	0.0
46.9	6	0.3	0.7	-0.6	0.3	0.7	0.0
49.1	7	0.3	0.7	-0.4	0.3	0.7	0.0
49.5	8	0.4	0.6	-0.4	0.3	0.7	0.0
52.6	9	0.4	0.6	-0.2	0.4	0.6	0.0
54.3	10	0.5	0.5	-0.1	0.5	0.5	0.0
55.8	11	0.5	0.5	0.0	0.5	0.5	0.0
57.0	12	0.6	0.4	0.1	0.6	0.4	0.0
62.2	13	0.6	0.4	0.5	0.7	0.3	-0.1
63.0	14	0.7	0.3	0.6	0.7	0.3	0.0
66.7	15	0.7	0.3	0.8	0.8	0.2	-0.1
70.2	16	0.8	0.2	1.1	0.9	0.1	-0.1
71.2	17	0.8	0.2	1.2	0.9	0.1	-0.1
71.5	18	0.9	0.1	1.2	0.9	0.1	0.0
72.5	19	0.9	0.1	1.3	0.9	0.1	0.0
72.9	20	1.0	0.0	1.3	0.9	0.1	0.1
Dmax =							0.062

Do = 0,29 (dilihat dari table Do)

Dmax < Do → Hipotesa diterima

4.3.2.2 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Person 3

Tabel 4. 16 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Frekuensi Log Person III

CH Max	Log x	(m)	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(X)	P'(X<)	D
26.2	1.4	1	0.0	1.0	-2.5	0.0	1.0	0.0
29.9	1.5	2	0.1	0.9	-2.0	0.0	1.0	0.1
42.8	1.6	3	0.1	0.9	-0.8	0.2	0.8	-0.1
44.4	1.6	4	0.2	0.8	-0.6	0.3	0.7	-0.1
45.7	1.7	5	0.2	0.8	-0.5	0.3	0.7	-0.1
46.9	1.7	6	0.3	0.7	-0.5	0.3	0.7	0.0
49.1	1.7	7	0.3	0.7	-0.3	0.4	0.6	-0.1
49.5	1.7	8	0.4	0.6	-0.3	0.4	0.6	0.0
52.6	1.7	9	0.4	0.6	-0.1	0.5	0.5	-0.1
54.3	1.7	10	0.5	0.5	0.1	0.5	0.5	-0.1
55.8	1.7	11	0.5	0.5	0.2	0.6	0.4	0.0
57.0	1.8	12	0.6	0.4	0.2	0.6	0.4	0.0
62.2	1.8	13	0.6	0.4	0.5	0.7	0.3	-0.1
63.0	1.8	14	0.7	0.3	0.6	0.7	0.3	-0.1
66.7	1.8	15	0.7	0.3	0.8	0.8	0.2	-0.1
70.2	1.8	16	0.8	0.2	1.0	0.8	0.2	-0.1
71.2	1.9	17	0.8	0.2	1.0	0.8	0.2	0.0
71.5	1.9	18	0.9	0.1	1.0	0.8	0.2	0.0
72.5	1.9	19	0.9	0.1	1.1	0.9	0.1	0.0
72.9	1.9	20	1.0	0.0	1.1	0.9	0.1	0.1
Dmax =								0.088

Do = 0,29 (dilihat dari table Do)

Dmax < Do → Hipotesa diterima

4.4 Banjir Rencana

Berdasarkan data yang tersedia, bahwa periode pengamatan mengenai debit banjir di lokasi tidak ada, maka perkiraan banjir analisis berdasarkan data hujan yang ada. Untuk menentukan hidrograf di daerah aliran sungai digunakan Metode Nakayasu.

4.5.1 Metode Nakayasu

4.5.1.1 Distribusi hujan jam – jaman

Untuk menghitung distribusi hujan diperlukan suatu pendekatan yang mungkin terjadi pada selang waktu tertentu, dan dalam selang waktu tersebut dapat diambil suatu pendekatan 5 jam tiap harinya.

Perhitungan rata – rata hujan sampai jam ke T

Rumus yang digunakan :

$$R_o = \frac{R_{24}}{t}$$

$$R_t = R_o \left(\frac{t}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana :

R_o = hujan harian rerata (mm)

R_{24} = Curah hujan netto dalam 24 jam (mm)

R_t = rerata hujan dari awal sampai T (mm)

T = waktu mulai hujan hingga ke – t (jam)

t = waktu konsentrasi (jam)

untuk :

$$t = 1 \text{ jam} \rightarrow R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.585 R_{24}$$

$$t = 2 \text{ jam} \rightarrow R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.368 R_{24}$$

$$t = 3 \text{ jam} \rightarrow R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.281 R_{24}$$

$$t = 4 \text{ jam} \rightarrow R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.232 R_{24}$$

$$t = 5 \text{ jam} \rightarrow R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.200 R_{24}$$

Curah Hujan pada Jam ke – t

Rumus yang digunakan :

$$R'_t = t R_t - (t - 1) R_{(t-1)}$$

Dimana :

R'_t = tinggi hujan pada jam ke T (mm)

T = waktu konsentrasi (jam)

R_t = rata – rata hujan sampai T (mm)

$R_{(t-1)}$ = rata – rata hujan dari awal sampai ke T jam (jam)

Untuk :

t = 1 jam $\rightarrow R_t = 0.585 R_{24}$ maka :

$$R'_t = 1 \times 0.585 R_{24} - (1 - 1) \times 0$$

$$R'_t = 0.585 R_{24}$$

t = 2 jam $\rightarrow R_t = 0.368 R_{24}$ maka :

$$R'_t = 2 \times 0.368 R_{24} - (2 - 1) \times 0.585 R_{24}$$

$$R'_t = 0.151 R_{24}$$

t = 3 jam $\rightarrow R_t = 0.281 R_{24}$ maka :

$$R'_t = 3 \times 0.281 R_{24} - (3 - 1) \times 0.368 R_{24}$$

$$R'_t = 0.107 R_{24}$$

t = 4 jam $\rightarrow R_t = 0.232 R_{24}$ maka :

$$R'_t = 4 \times 0.232 R_{24} - (4 - 1) \times 0.281 R_{24}$$

$$R'_t = 0.085 R_{24}$$

t = 5 jam $\rightarrow R_t = 0.200 R_{24}$ maka :

$$R'_t = 5 \times 0.200 R_{24} - (5 - 1) \times 0.232 R_{24}$$

$$R'_t = 0.072 R_{24}$$

Tabel 4. 17 Curah hujan jam – jaman

No	Jam ke T	Rt'	Distribusi hujan (%)
1	1	0.585	59
2	2	0.151	15
3	3	0.107	11
4	4	0.084	8
5	5	0.072	7

4.5.1.2 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran tergantung pada factor – factor fisik untuk menentukan koefisien pengaliran rata – rata (C) dengan berbagai kondisi permukaan dapat ditentukan atau dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n A_i C_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dimana :

C = koefisien pengaliran rata – rata

A_i = Luas masing – masing tata guna lahan (km^2)

C_i = Koefisien pengaliran sesuai dengan jenis permukaan

n = banyaknya jenis tata guna lahan dalam satu daerah

Tabel 4. 18 Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Bergunung	0.75 - 0.9
Pegunungan Tersier	0.7 - 0.8
Sungai dengan tanah dan hutan di bagian atas dan bawahnya	0.5 - 0.75
Tanah berelief berat dan berhutan	0.5 - 0.75
Tanah dasar yang ditanami sawah waktu diairi	0.45 - 0.6
Sungai bergunung	0.75 - 0.85
Sungai dataran	0.45 - 0.75

Sumber : Soewarno, 1997

Tabel 4. 19 Koefisien Aliran

Daerah	Koefisien pengaliran
Perumahan tidak begitu rapat	0.25 - 0.4
Perumahan kerapatan sedang	0.4 - 0.7
perumahan rapat	0.7 - 0.8
Taman dan daerah rekreasi	0.2 - 0.3
Daerah industri	0.8 - 0.9
Daerah perniagaan	0.9 - 0.95

Sumber : Wesli, 2007

C yang dipakai = 0. 75

4.5.1.3 Hujan efektif

Hujan efektif R_n dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$R_n = C \times R$$

Dimana :

R_n = Hujan efektif

C = Koefisien pengaliran

R = Intensitas curah hujan

Tabel 4. 20 Distribusi hujan jam – jaman

Hujan Rencana		55.2	66.8	72.8	77.8	83.4	87.3
Koef. Pengaliran		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Hujan Efektif		41.4	50.1	54.6	58.3	62.6	65.5
T (jam)	Distribusi	Hujan Jam - jaman					
		R _{2th}	R _{5th}	R _{10th}	R _{20th}	R _{50th}	R _{100th}
1	0.6	24.2	29.3	32.0	34.1	36.6	38.3
2	0.2	6.3	7.6	8.2	8.8	9.4	9.9
3	0.1	4.4	5.4	5.8	6.2	6.7	7.0
4	0.1	3.5	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5
5	0.1	3.0	3.6	3.9	4.2	4.5	4.7

4.5.1.4 Metode Hidrograf satuan sintetik nakayasu

Untuk penentuan hidrograf satuan Metode Nakayasu dalam penerapannya memerlukan karakteristik parameter daerah alirannya sebagai berikut :

- a. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (time to peak magnitude)
- b. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (time lag)
- c. Tenggang waktu hidrograf (time base of hydrograph)
- d. Luas Daerah Aliran Sungai (catchmen area)
- e. Panjang alur sungai utama terpanjang (length of the longest channel)
- f. Koefisien pengaliran

Rumus hidrograf satuan Nakayasu adalah :

$$Q_p = \frac{C A R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})}$$

Dimana :

Q_p = Debit puncak banjir ($m^3/detik$)

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$ = Waktu yang diperlukan untuk penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak.

C = Koefisien pengaliran

1. Bagian lengkung naik (rising limb) hidrograf satuan (lihat gambar) mempunyai persamaan:

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4}$$

Dimana :

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit (m^3/dtk)
 t = waktu (jam)

2. Bagian lengkung turun (decreasing limb).

$$Q_d > 0.3 Q_p$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p}{T_{0.3}}$$

$$0.3 Q_p > Q_d > 0.3^2 Q_p$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}$$

$$0.3^2 Q_p > Q_d$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+1.5T_{0.3}}{2 T_{0.3}}$$

Tenggang waktu $T_p = T_g + 0.8 T_r$

$L > 15 \text{ km} \rightarrow T_g = (0.40) + (0.058L)$

$L < 15 \text{ km} \rightarrow T_g = 0.21 \cdot L^{0.7}$

$T_r = 0.5 \text{ tg sampai tg (jam)}$

$T_{0.3} = \alpha \cdot t_g \text{ (jam)}$

Dimana :

L = panjang sungai (km)

T_g = waktu konsentrasi pada daerah pengaliran

T_r = Satuan waktu hujan atau time duration

α = Koefisien perbandingan

α	Kriteria
2	Daerah Aliran
1.5	Bagian naik landai, bagian turun tajam
3	Bagian naik tajam, bagian turun landai

Data – data yang didapat :

Luas DAS

Panjang sungai

Hujan satuan

Koefisien pengaliran = 0.75
 Alfa (α)

Perhitungan :

- a. Time Lag (T_g) : waktu antara hujan sampai debit banjir untuk sungai yang mempunyai panjang < 15 km

$$\begin{aligned} T_g &= 0.21 L^{0.7} \\ &= 0.21 \cdot 11.6^{0.7} \\ &= 1.168 \text{ jam} \end{aligned}$$

- b. Satuan waktu hujan (T_r), ditentukan dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_r &= 0.5 \times T_g \\ &= 0.5 \times 1.168 \\ &= 0.584 \text{ jam} \end{aligned}$$

- c. Tenggang waktu permulaan hujan sampai puncak banjir (T_p) dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_p &= T_g + 0.8 T_r \\ &= 1.168 + 0.8 \cdot 0.584 \\ &= 1.635 \text{ jam} \end{aligned}$$

- d. Penurunan debit puncak sampai menjadi 30% ($T_{0.3}$) dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{0.3} &= \alpha \times T_g \\ &= 2 \times 1.168 \\ &= 2.335 \text{ jam} \end{aligned}$$

Menghitung debit puncak dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{C A R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})} \\ Q_p &= \frac{0.75 \cdot 19.8 \cdot 1}{3.6 (0.3 \cdot 1.635 + 2.335)} \\ Q_p &= 1.460 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kurva :

Kurva naik :

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4}$$

$$Q_a = 1.460 \left(\frac{t}{1.610} \right)^{2.4}$$

Batas waktu (T) $0 < T < 1.635$

t (jam)	Q (m ³ /detik)
0	0
1	0.449
1.635	1.460

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p}{T_{0.3}}$$

$$Q_d = 1.460 \times 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-1.635}{2.335}$$

Batas waktu (T) $1.635 < T < 3.970$

t (jam)	Q (m ³ /detik)
2	1.209
3	0.722
3.970	0.438

Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}$$

$$Q_d = 1.460 \times 0.3 \text{ pangkat } \frac{t-1.635+0.5 \times 2.335}{1.5 \times 2.335}$$

Batas waktu (T) $3.970 < T < 7.473$

t (jam)	Q (m ³ /detik)
4	0.433
5	0.307
t (jam)	Q (m ³ /detik)
6	0.218
7	0.155
7.47	0.131

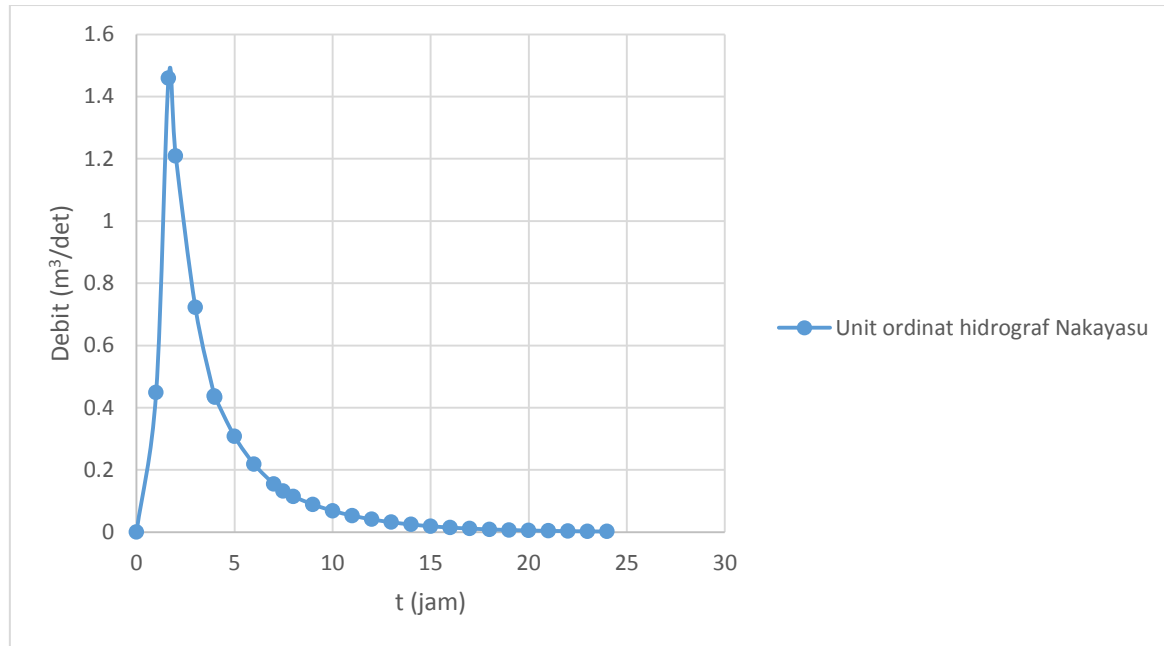
Kurva turun :

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \text{ pangkat } \frac{t - T_p + 1.5 T_{0.3}}{2 T_{0.3}}$$

$$Q_d = 1.460 \times 0.3 \text{ pangkat } \frac{t - 1.635 + 1.5 \times 2.335}{2 \times 2.335}$$

Batas waktu (T) $T > 7.473$

t (jam)	Q (m ³ /detik)
8	0.115
9	0.089
10	0.068
11	0.053
12	0.041
13	0.032
14	0.024
15	0.019
16	0.015
17	0.011
18	0.009
19	0.007
20	0.005
21	0.004
22	0.003
23	0.002
24	0.002



Gambar 4. 3 Gambar Unit Ordinat Hidrograf

Tabel 4. 21 Hidrograf Banjir rancangan Q2thn metode nakayasu

t (jam)	unit hidrograf	Hujan rencana 2 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		24.228	6.254	4.431	3.479	2.982	
0	0	0.000					0
1	0.449	10.871	0.000				10.871
1.635	1.460	35.366	2.806	0.000			38.172
2	1.209	29.297	9.129	1.988	0.000		40.414
3	0.722	17.496	7.562	6.469	1.561	0.000	33.088
3.970	0.438	10.610	4.516	5.359	5.078	1.338	26.901
4	0.433	10.502	2.739	3.200	4.207	4.353	25.000
5	0.307	7.447	2.711	1.941	2.512	3.606	18.217
6	0.218	5.281	1.922	1.921	1.523	2.153	12.801
7	0.155	3.745	1.363	1.362	1.508	1.306	9.285
7.473	0.131	3.183	0.967	0.966	1.069	1.293	7.478
8	0.115	2.779	0.822	0.685	0.758	0.917	5.961
9	0.089	2.148	0.717	0.582	0.538	0.650	4.635
10	0.068	1.660	0.554	0.508	0.457	0.461	3.640
11	0.053	1.282	0.428	0.393	0.399	0.392	2.894
12	0.041	0.991	0.331	0.304	0.308	0.342	2.276
13	0.032	0.766	0.256	0.235	0.238	0.264	1.759
14	0.024	0.592	0.198	0.181	0.184	0.204	1.359
15	0.019	0.457	0.153	0.140	0.142	0.158	1.050
16	0.015	0.353	0.118	0.108	0.110	0.122	0.812
17	0.011	0.273	0.091	0.084	0.085	0.094	0.627
18	0.009	0.211	0.071	0.065	0.066	0.073	0.485
19	0.007	0.163	0.054	0.050	0.051	0.056	0.375
20	0.005	0.126	0.042	0.039	0.039	0.044	0.289
21	0.004	0.097	0.033	0.030	0.030	0.034	0.224
22	0.003	0.075	0.025	0.023	0.023	0.026	0.173
23	0.002	0.058	0.019	0.018	0.018	0.020	0.134
24	0.002	0.045	0.015	0.014	0.014	0.016	0.103

Tabel 4. 22 Hidrograf Banjir rancangan Q5thn metode nakayasu

t (jam)	unit hidrograf	Hujan rencana 5 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		29.299	7.563	5.359	4.207	3.606	
0	0.000	0					0
1	0.449	13.146	0.000				13.146
1.635	1.460	42.768	3.393	0.000			46.161
2	1.209	35.429	11.039	2.404	0.000		48.872
3	0.722	21.158	9.145	7.822	1.888	0.000	40.013
3.970	0.438	12.830	5.461	6.480	6.141	1.618	32.531
4	0.433	12.700	3.312	3.870	5.087	5.264	30.232
5	0.307	9.006	3.278	2.347	3.038	4.360	22.029
6	0.218	6.387	2.325	2.323	1.842	2.604	15.481
7	0.155	4.529	1.649	1.647	1.824	1.579	11.228
7.473	0.131	3.849	1.169	1.168	1.293	1.563	9.043
8	0.115	3.361	0.994	0.828	0.917	1.108	7.208
9	0.089	2.597	0.867	0.704	0.650	0.786	5.605
10	0.068	2.007	0.670	0.615	0.553	0.557	4.402
11	0.053	1.551	0.518	0.475	0.483	0.474	3.500
12	0.041	1.198	0.400	0.367	0.373	0.414	2.752
13	0.032	0.926	0.309	0.284	0.288	0.320	2.127
14	0.024	0.716	0.239	0.219	0.223	0.247	1.644
15	0.019	0.553	0.185	0.169	0.172	0.191	1.270
16	0.015	0.427	0.143	0.131	0.133	0.148	0.982
17	0.011	0.330	0.110	0.101	0.103	0.114	0.759
18	0.009	0.255	0.085	0.078	0.079	0.088	0.586
19	0.007	0.197	0.066	0.060	0.061	0.068	0.453
20	0.005	0.152	0.051	0.047	0.047	0.053	0.350
21	0.004	0.118	0.039	0.036	0.037	0.041	0.271
22	0.003	0.091	0.030	0.028	0.028	0.031	0.209
23	0.002	0.070	0.023	0.022	0.022	0.024	0.162
24	0.002	0.054	0.018	0.017	0.017	0.019	0.125

Tabel 4. 23 Hidrograf Banjir rancangan Q10thn metode nakayasu

t (jam)	unit hidrograf	Hujan rencana 10 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		31.955	8.248	5.845	4.588	3.933	
0	0.000	0					0
1	0.449	14.338	0.000				14.338
1.635	1.460	46.645	3.701	0.000			50.346
2	1.209	38.640	12.040	2.622	0.000		53.303
3	0.722	23.076	9.974	8.532	2.059	0.000	43.640
3.970	0.438	13.993	5.956	7.068	6.698	1.765	35.480
4	0.433	13.851	3.612	4.221	5.548	5.741	32.973
5	0.307	9.823	3.575	2.559	3.313	4.756	24.026
6	0.218	6.966	2.535	2.533	2.009	2.840	16.884
7	0.155	4.940	1.798	1.797	1.989	1.722	12.246
7.473	0.131	4.198	1.275	1.274	1.410	1.705	9.862
8	0.115	3.665	1.084	0.904	1.000	1.209	7.861
9	0.089	2.832	0.946	0.768	0.709	0.857	6.113
10	0.068	2.189	0.731	0.670	0.603	0.608	4.801
11	0.053	1.691	0.565	0.518	0.526	0.517	3.817
12	0.041	1.307	0.437	0.400	0.407	0.451	3.002
13	0.032	1.010	0.337	0.309	0.314	0.349	2.320
14	0.024	0.781	0.261	0.239	0.243	0.269	1.793
15	0.019	0.603	0.201	0.185	0.188	0.208	1.385
16	0.015	0.466	0.156	0.143	0.145	0.161	1.071
17	0.011	0.360	0.120	0.110	0.112	0.124	0.827
18	0.009	0.278	0.093	0.085	0.087	0.096	0.639
19	0.007	0.215	0.072	0.066	0.067	0.074	0.494
20	0.005	0.166	0.056	0.051	0.052	0.057	0.382
21	0.004	0.128	0.043	0.039	0.040	0.044	0.295
22	0.003	0.099	0.033	0.030	0.031	0.034	0.228
23	0.002	0.077	0.026	0.023	0.024	0.026	0.176
24	0.002	0.059	0.020	0.018	0.018	0.020	0.136

Tabel 4. 24 Hidrograf Banjir rancangan Q20thn metode nakayasu

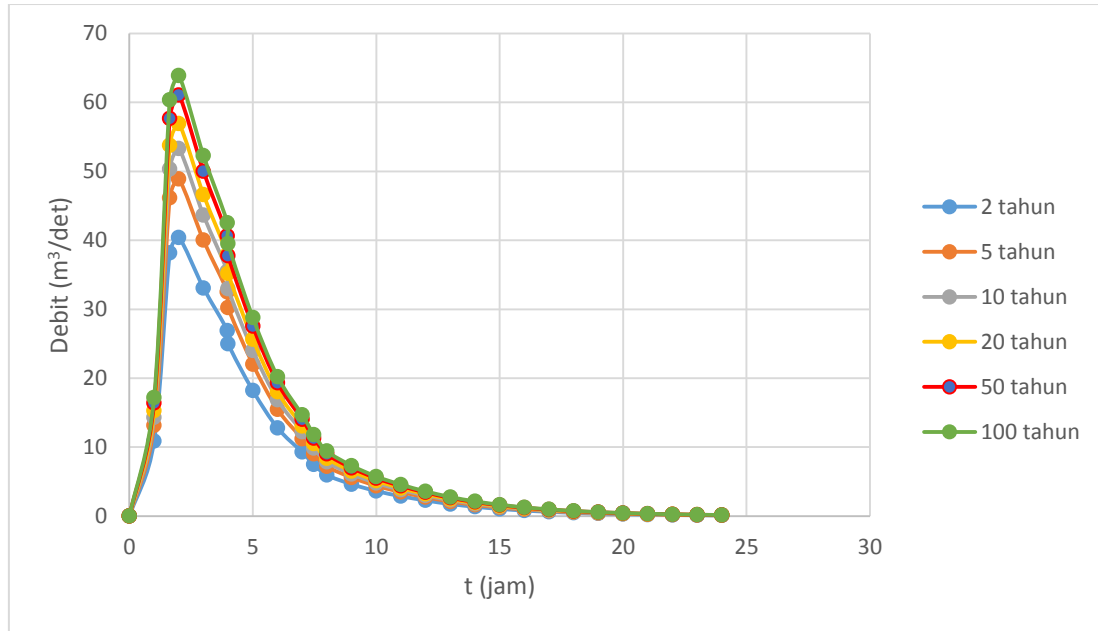
t (jam)	unit hidrograf	Hujan rencana 20 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		34.128	8.809	6.242	4.900	4.200	
0	0.000	0.000					0
1	0.449	15.313	0.000				15.313
1.635	1.460	49.817	3.953	0.000			53.769
2	1.209	41.268	12.859	2.801	0.000		56.928
3	0.722	24.645	10.652	9.112	2.199	0.000	46.608
3.970	0.438	14.945	6.361	7.548	7.153	1.885	37.892
4	0.433	14.793	3.858	4.508	5.926	6.131	35.215
5	0.307	10.491	3.818	2.734	3.539	5.079	25.660
6	0.218	7.439	2.708	2.706	2.146	3.033	18.032
7	0.155	5.276	1.920	1.919	2.124	1.839	13.078
7.473	0.131	4.484	1.362	1.361	1.506	1.821	10.533
8	0.115	3.914	1.157	0.965	1.068	1.291	8.396
9	0.089	3.025	1.010	0.820	0.758	0.916	6.529
10	0.068	2.338	0.781	0.716	0.644	0.649	5.128
11	0.053	1.807	0.603	0.553	0.562	0.552	4.077
12	0.041	1.396	0.466	0.428	0.434	0.482	3.206
13	0.032	1.079	0.360	0.330	0.336	0.372	2.478
14	0.024	0.834	0.278	0.255	0.259	0.288	1.915
15	0.019	0.644	0.215	0.197	0.200	0.222	1.480
16	0.015	0.498	0.166	0.152	0.155	0.172	1.143
17	0.011	0.385	0.129	0.118	0.120	0.133	0.884
18	0.009	0.297	0.099	0.091	0.093	0.103	0.683
19	0.007	0.230	0.077	0.070	0.071	0.079	0.528
20	0.005	0.178	0.059	0.054	0.055	0.061	0.408
21	0.004	0.137	0.046	0.042	0.043	0.047	0.315
22	0.003	0.106	0.035	0.032	0.033	0.037	0.244
23	0.002	0.082	0.027	0.025	0.025	0.028	0.188
24	0.002	0.063	0.021	0.019	0.020	0.022	0.145

Tabel 4. 25 Hidrograf Banjir rancangan Q50thn metode nakayasu

t (jam)	unit hidrograf	Hujan rencana 50 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		36.603	9.448	6.695	5.256	4.505	
0	0.000	0.000					0
1	0.449	16.423	0.000				16.423
1.635	1.460	53.430	4.239	0.000			57.669
2	1.209	44.261	13.791	3.004	0.000		61.056
3	0.722	26.432	11.425	9.773	2.358	0.000	49.988
3.970	0.438	16.029	6.823	8.096	7.672	2.021	40.640
4	0.433	15.866	4.137	4.835	6.355	6.576	37.769
5	0.307	11.251	4.095	2.932	3.795	5.447	27.521
6	0.218	7.979	2.904	2.902	2.302	3.253	19.340
7	0.155	5.658	2.060	2.058	2.278	1.973	14.027
7.473	0.131	4.809	1.461	1.459	1.616	1.953	11.297
8	0.115	4.198	1.241	1.035	1.146	1.385	9.005
9	0.089	3.244	1.084	0.880	0.812	0.982	7.002
10	0.068	2.507	0.837	0.768	0.690	0.696	5.499
11	0.053	1.938	0.647	0.593	0.603	0.592	4.373
12	0.041	1.497	0.500	0.459	0.466	0.517	3.439
13	0.032	1.157	0.386	0.354	0.360	0.399	2.657
14	0.024	0.894	0.299	0.274	0.278	0.309	2.053
15	0.019	0.691	0.231	0.212	0.215	0.238	1.587
16	0.015	0.534	0.178	0.164	0.166	0.184	1.226
17	0.011	0.413	0.138	0.126	0.128	0.142	0.948
18	0.009	0.319	0.107	0.098	0.099	0.110	0.732
19	0.007	0.246	0.082	0.075	0.077	0.085	0.566
20	0.005	0.190	0.064	0.058	0.059	0.066	0.437
21	0.004	0.147	0.049	0.045	0.046	0.051	0.338
22	0.003	0.114	0.038	0.035	0.035	0.039	0.261
23	0.002	0.088	0.029	0.027	0.027	0.030	0.202
24	0.002	0.068	0.023	0.021	0.021	0.023	0.156

Tabel 4. 26 Hidrograf Banjir rancangan Q100thn metode nakayasu

t (jam)	unit hidrograf	Hujan rencana 100 tahun					Q (m ³ /detik)
		R _{1jam}	R _{2jam}	R _{3jam}	R _{4jam}	R _{5jam}	
		38.293	9.884	7.004	5.498	4.713	
0	0.000	0.000					0
1	0.449	17.182	0.000				17.182
1.635	1.460	55.897	4.435	0.000			60.332
2	1.209	46.305	14.428	3.143	0.000		63.875
3	0.722	27.653	11.952	10.224	2.467	0.000	52.296
3.970	0.438	16.769	7.138	8.469	8.026	2.115	42.517
4	0.433	16.598	4.328	5.058	6.649	6.880	39.513
5	0.307	11.771	4.284	3.067	3.971	5.699	28.792
6	0.218	8.347	3.038	3.036	2.408	3.403	20.233
7	0.155	5.920	2.155	2.153	2.383	2.064	14.674
7.473	0.131	5.031	1.528	1.527	1.690	2.043	11.819
8	0.115	4.392	1.299	1.083	1.199	1.449	9.421
9	0.089	3.394	1.134	0.920	0.850	1.027	7.325
10	0.068	2.623	0.876	0.803	0.722	0.729	5.753
11	0.053	2.027	0.677	0.621	0.631	0.619	4.575
12	0.041	1.566	0.523	0.480	0.487	0.541	3.597
13	0.032	1.210	0.404	0.371	0.377	0.418	2.780
14	0.024	0.935	0.312	0.287	0.291	0.323	2.148
15	0.019	0.723	0.241	0.221	0.225	0.249	1.660
16	0.015	0.559	0.187	0.171	0.174	0.193	1.283
17	0.011	0.432	0.144	0.132	0.134	0.149	0.991
18	0.009	0.334	0.111	0.102	0.104	0.115	0.766
19	0.007	0.258	0.086	0.079	0.080	0.089	0.592
20	0.005	0.199	0.067	0.061	0.062	0.069	0.458
21	0.004	0.154	0.051	0.047	0.048	0.053	0.354
22	0.003	0.119	0.040	0.036	0.037	0.041	0.273
23	0.002	0.092	0.031	0.028	0.029	0.032	0.211
24	0.002	0.071	0.024	0.022	0.022	0.025	0.163



Gambar 4. 4 Rekapitulasi Debit menggunakan metode Nakayasu

Tabel 4. 27 Hasil Rekap Debit Rencana

Periode Ulang T (tahun)	Hujan rencana (mm)	Debit Rencana (m ³ / detik)
2	55.221	40.414
5	66.777	48.872
10	72.831	53.303
20	77.784	56.928
50	83.425	61.056
100	87.277	63.875

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB 5 PERENCANAAN BENDUNG

5.1 Analisa Kebutuhan Air

Kebutuhan air irigasi di sawah ditentukan oleh beberapa factor sebagai berikut :

- a. Penyiapan Lahan (Land Preparation)
- b. Penggunaan Konsumtif
- c. Perkolasi dan rembesan
- d. Pergantian lapisan air
- e. Curah hujan Efektif
- f. Pola Tanam

Dengan memperhitungkan tingkat efektifitas dan efisiensi pola pembagian ini, maka untuk perhitungan kebutuhan air irigasi akan dihitung berdasarkan periode 15 harian, karena periode ini cukup efektif dan efisien untuk dilaksanakan pada pola operasi nanti.

5.1.1 Peanyiapan Lahan (Land Preparation)

Penyiapan Lahan untuk padi dimaksudkan untuk penjemuran tanah dan penstabilan lapisan air sebelum penanaman dimulai dan juga sebagai penyeimbang akibat adanya kehilangan air yang diakibatkan oleh evaporasi dan perkolasi.

Tabel 5.1 Kebutuhan Air Irigasi Selama Penyiapan Lahan

Eo + P (mm/hari)	T = 30 hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
5.00	11.10	12.7	8.4	9.5
5.50	11.40	13	8.8	9.8
6.00	11.70	13.3	9.1	10.1

Eo + P (mm/hari)	T = 30 hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
6.50	12.00	13.6	9.4	10.4
7.00	12.30	13.9	9.8	10.8
7.50	12.60	14.2	10.1	11.1
8.00	13.00	14.5	10.5	11.4
8.50	13.30	14.8	10.8	11.8
9.00	13.60	15.1	11.2	12.1
9.50	14.00	15.4	11.6	12.5
10.00	14.30	15.7	12	12.9
10.50	14.70	16	12.4	13.2
11.00	15.00	16.3	12.8	13.6

Sumber : KP 01, 161

5.1.2 Penggunaan Konsumtif

Evapotranspirasi tanaman merupakan kebutuhan air tanaman yang dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut

$$ET_c = ETo \times Kc$$

Dimana :

Etc = Evapotranspirasi tanaman (mm/hari)

Eto = Evapotranspirasi tanaman acuan(mm/hari)

Kc = Koefisien tanaman yang tergantung dari jenis tanaman dan periode pertumbuhan tanaman.

5.1.2.1 Perhitungan Evatransporasi (Eto)

Perhitungan evatransporasi ini menggunakan metode penman dengan data klimatologi yang sudah ada. Berikut langkah perhitungan untuk mendapat nilai evapotranspirasi

1. Tekanan uap jenuh (Ea)

Nilai tekanan uap jenuh ditentukan dari tabel saturation vapour pressure (e_a) and pressure of mean air temperature (T) in $^{\circ}\text{C}$.

2. Tekanan uap nyata (E_d)

Nilai tekanan uap nyata diperoleh dari rumus

$$E_d = E_a \times R_h$$

Dimana :

R_h = kelembapan udara relatif

3. Perbedaan tekanan uap

Nilai perbedaan tekanan uap diperoleh dari selisih nilai E_d dan E_a

4. Fungsi kecepatan angin. ($f(u)$)

Nilai fungsi kecepatan angin diperoleh dari rumus

$$f(u) = 0,27 \times \left(1 + \left(\frac{U^2}{100} \right) \right)$$

Dimana:

$$U^2 = U \times \left(\frac{2}{\text{tinggi alat ukur}} \right)^{0,15}$$

U = kecepatan angin

5. Faktor pembobot

Nilai faktor pembobot ditentukan dari tabel Values of Weighting Factor (1-W) for The Effect of Wind and Humidity on E_{to} at Different Temperature and Altitude

6. Radiasi ekstra terensial

Nilai radiasi ekstra terensial ditentukan dari tabel Extra Terrestrial Radiation (R_a) Expressed in Equivalent Evaporation in mm/day (Southern Hemisphere)

7. Radiasi gelombang pendek (R_s)

Nilai tekanan uap jenuh diperoleh dari rumus

$$R_s = (0,25 + (0,5 \times \text{lama penyinaran}) \times R_a)$$

8. Radiasi netto gelombang pendek (R_{ns})

Nilai radiasi netto gelombang pendek diperoleh dari rumus

$$Rns = Rs \times (1 - \sigma)$$

$$Rns = Rs \times (1 - 0,25)$$

9. Radiasi netto gelombang panjang (Rnl)

Nilai radiasi netto gelombang panjang diperoleh dari rumus

$$Rnl = F(T) \times F(ed) \times F(n/N)$$

- Nilai F(T)

$$F(T) = s \cdot T^4$$

$$s = 117,74 \times 10^{-9} \text{ gcal/cm}^2/\text{hari}$$

$$s = \frac{117,74 \times 10^{-9}}{54} \text{ mm/hari}$$

$$T = \text{temperatur (kelvin)}$$

- Nilai F(Ed)

$$F(Ed) = 0,34 - 0,044 \sqrt{(Ed)}$$

- Nilai

$$f(n/N) = 0,1 + 0,9 \text{ (lama penyinaran)}$$

10. Radiasi netto (Rnl)

$$Rnl = F(T) \times F(ed) \times F(n/N)$$

11. Radiasi term

Nilai Radiasi term diperoleh dari rumus

$$(W \times Rn)$$

12. Faktor koreksi

Nilai faktor koreksi terensial ditentukan dari tabel Adjustment Factor (c) in Presented Penman equation.

13. Evapotranspirasi

Nilai evapotranspirasi diperoleh dari rumus

$$Eto = c\{W \times Rn + (1 - W) \times f(u) \times (ea - ed)\}$$

Tabel 5. 2 Perhitungan ETo tahun 2014

Data Bulanan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
Data													
Temperatur (T)		25 C	26 C	26 C	28 C	27 C	26 C	27 C	26 C	26 C	29 C	27 C	26 C
Kelembapan Udara Relatif (RH)		86 %	86 %	85 %	84 %	85 %	70 %	67 %	80 %	70 %	69 %	68 %	79 %
Lama Penyinaran (n/N)		29 %	39 %	70 %	50 %	13 %	61 %	6 %	45 %	70 %	72 %	51 %	34 %
Kecepatan Angin	km/hari	17.00	18.00	15.00	14.00	15.00	21.00	18.00	24.00	23.00	17.00	21.00	13.00
	km/jam	0.71	0.75	0.63	0.58	0.63	0.88	0.75	1.00	0.96	0.71	0.88	0.54
Tinggi Pengukuran	m	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00	110.00
U2		9.32	9.87	8.22	7.67	8.22	11.51	9.87	13.16	12.61	9.32	11.51	7.13
Tekanan uap jenuh (ea)	mbar	31.70	33.60	33.60	37.60	35.70	33.60	35.70	33.60	33.60	40.10	35.70	33.60
tekanan uap aktual (ed)	mbar	27.26	28.90	28.56	31.58	30.35	23.52	23.92	26.88	23.52	27.67	24.28	26.54
perbedaan tekanan uap (ea-ed)	mbar	4.44	4.70	5.04	6.02	5.36	10.08	11.78	6.72	10.08	12.43	11.42	7.06
Fungsi Angin f(u)	km/hari	0.30	0.30	0.29	0.29	0.29	0.30	0.30	0.31	0.30	0.30	0.30	0.29
Faktor Pembobot (W)	km/hari	0.74	0.75	0.75	0.77	0.76	0.75	0.76	0.75	0.75	0.78	0.76	0.75
Radiasi Ekstra Terrestrial (ra)	km/hari	17.55	16.40	14.40	11.60	9.50	8.70	8.85	10.90	13.20	15.35	17.20	17.80
Radiasi Gelombang Pendek (rs)	mm/hari	6.92	7.31	8.65	5.78	2.97	4.81	2.48	5.16	7.93	9.34	8.67	7.48
Radiasi netto gelombang pendek (Rns)	mm/hari	5.19	5.49	6.49	4.33	2.23	3.61	1.86	3.87	5.94	7.01	6.50	5.61
Radiasi Gelombang Panjang (Rnl)													
F (T)		17.19	17.39	17.49	17.82	17.77	17.56	17.72	17.53	17.51	18.06	17.68	17.56
F (ed)		0.11	0.10	0.10	0.09	0.10	0.13	0.12	0.11	0.13	0.11	0.12	0.11
F (n/N)		0.36	0.45	0.73	0.55	0.21	0.65	0.15	0.50	0.73	0.75	0.56	0.41
Radiasi Gelombang Panjang netto (Rnl)	mm/hari	0.68	0.81	1.34	0.90	0.37	1.43	0.34	0.99	1.62	1.46	1.21	0.81
Radiasi Netto (Rn)	mm/hari	4.51	4.67	5.15	3.43	1.86	2.17	1.52	2.89	4.32	5.54	5.29	4.80
Radiasi Term (W x Rn)	mm/hari	3.34	3.50	3.86	2.64	1.41	1.63	1.15	2.16	3.24	4.30	4.02	3.60
Faktor Koreksi	mm/hari	1.13	1.12	1.10	1.06	1.10	1.08	1.11	1.07	1.11	1.10	1.10	1.12
ET0	mm/hari	4.15	4.32	4.67	3.23	1.97	2.57	2.21	2.87	4.47	5.61	5.35	4.60

5.1.2.2 Koefisien Tanaman (Kc)

Koefisien tanaman harus mempertimbangkan koefisien tanaman menurut metode FAO, dan bukan koefisien tanaman yang diusulkan oleh Nedesco Prosida, karena perhitungan Eto dihitung berdasarkan metode Penman Modifikasi menurut FAO seperti yang telah diuraikan di atas. Koefisien tanaman padi dan palawija yang diusulkan oleh FAO di dalam KP 01 adalah sebagaimana disajikan pada table di bawah ini :

Tabel 5. 3 Koefisien Tanaman Padi

Bulan	NADECO/PROSIDA		FAO	
	Varietas Biasa	Varietas Unggul	Varietas Biasa	Varietas Unggul
0.50	1.20	1.20	1.10	1.10
1.00	1.20	1.27	1.10	1.10
1.50	1.32	1.33	1.10	1.05
2.00	1.40	1.30	1.10	1.05
2.50	1.35	1.30	1.10	0.95
3.00	1.24	0.00	1.05	0.00
3.50	1.12		0.95	
4.00			0.00	

5.1.3 Perkolasi

Kehilangan air akibat perkolasi diperuntukkan kepada tanaman padi selama pengolahan lahan. Mengacu pada kriteria perencanaan irigasi, besarnya perkolasi tanah berat dengan karakteristik pengolahan yang baik, laju perkolasi mencapai antara 1 – 3 mm/hari.

5.1.4 Penggantian Lapisan Air (Water Layer Replacement)

Penggantian lapisan air dilakukan setelah pemupukan yang dijadwalkan untuk mengganti lapisan air sesuai kebutuhan. Tetapi jika tidak ada penjadwalan, maka dilakukan penggantian sebanyak dua kali, masing – masing 50 mm (3,3 mm/hari) yang dilaksanakan pada 1 atau 2 bulan sekali setelah transplantasi (Perpindahan bibit ke sawah).

Tabel 5. 4 Penggantian Lapisan Air (WLR) Penyiapan Lahan Pada Awal Tanam 1 November

	Nop		Des		Jan		Feb		Mar		Apr		Mei		Jun		Jul		Agt		Sep		Okt	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
WLR2		/		3.3		3.3		/		/		3.3		3.3		/		/		3.3		3.3		/
WLR1	/		3.3		3.3		/		/		3.3		3.3		/		/		3.3		3.3		/	
WLR			1.7	1.7	1.7	1.7					1.7	1.7	1.7	1.7					1.7	1.7	1.7	1.7		

5.1.5 Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah curah hujan yang dapat digunakan langsung untuk pertumbuhan tanaman. Untuk perhitungan curah hujan efektif disesuaikan dengan kebutuhan air untuk tiap jenis tanaman yang direncanakan, yaitu jenis tanaman padi.

Perhitungan curah hujan efektif mengacu pada KP 01 adalah 80% dari curah hujan minimum 15 harian dengan periode ulang 10 tahun (probabilitas 80%), yang dinyatakan dengan rumus berikut

$$Re = 0,7 \frac{R_{80}}{15}$$

Dimana :

Re = Curah hujan Efektif (mm/hari)

$R_{80\%}$ = Curah hujan dengan probabilitas 80% (mm)

5.1.6 Efisiensi Irigasi

Berdasarkan Standar Perencanaan Irigasi yang harga – harga efisiensi adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 5 Efisiensi Irigasi

No	Uraian	Harga Efisiensi
1	jaringan tersier	80%
2	jaringan sekunder	90%
3	jaringan primer	90%
4	keseluruhan	65%

Sumber : KP Penunjang, 10

5.1.7 Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi

Kebutuhan air untuk tanaman padi dihitung berdasarkan satuan unit luasan sawah (ha), dengan menggunakan standar perencanaan irigasi sebagai berikut:

Kebutuhan air bersih di sawah untuk padi (NFR)

$$NFR = Etc + P - Re + WLR$$

Kebutuhan air bersih di sawah untuk padi (NFR)
 Saat Land Preparation (LP)
 $NFR = Etc - Re$

Dimana :

NFR = Kebutuhan air di sawah (mm/hari)
 Etc = Kebutuhan air Konsumtif (mm/hari)
 P = Perkolasi (2,00 mm/hari)
 WLR = Penggantian Lapisan air (mm/hari)
 Re = Curah hujan Efektif (mm/hari)
 E = Efisiensi irigasi

Kebutuhan Air Di Pengambilan

Dengan demikian kebutuhan air
 (pengambilan) adalah sebesar :

$$DR = \frac{NFR}{e \times 8,64}$$

Dimana :

DR = Besarnya debit di pengambilan (Lt/det/ha)
 NFR = Kebutuhan air di sawah (mm/hari)
 E = Efisiensi Irigasi (0,69)
 8,64 = Konstanta pengubah satuan dari mm/hari ke
 Lt/det/Ha

5.1.8 Pola Tanam

Jenis tanaman dan jadwal tanam mempengaruhi pola tanam. Kondisi hidroklimatologi akan menentukan pengaturan pola tanam, sehingga dapat diusahakan pola kebutuhan air untuk tanaman mengikuti pola ketersediaan air yang ada.

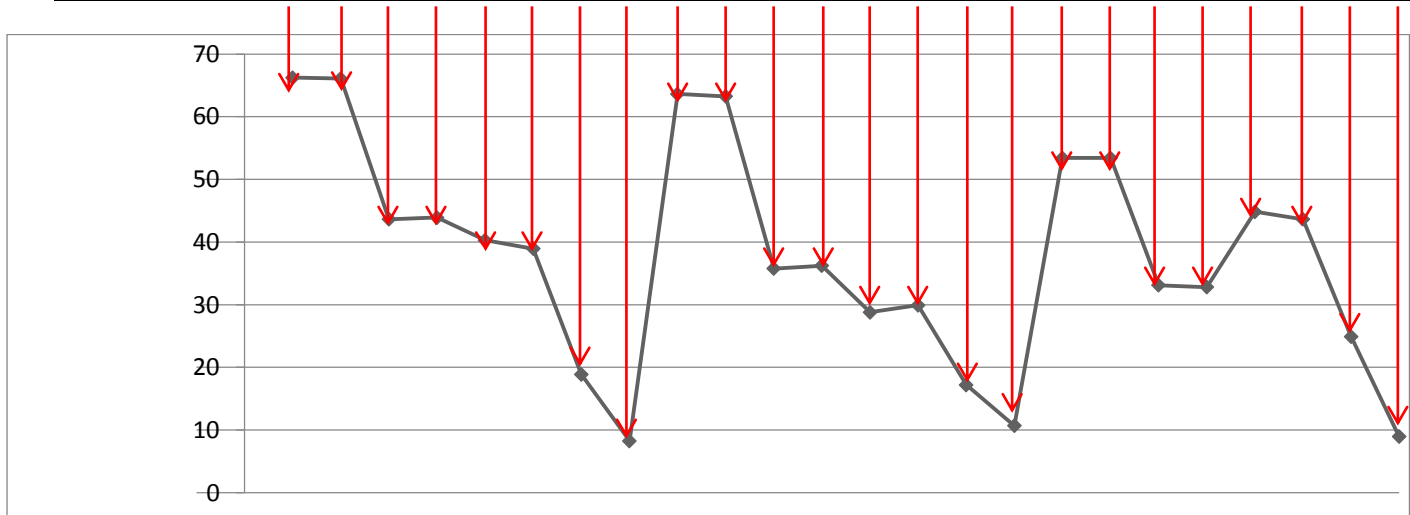
5.1.9 Hasil perhitungan Air Irigasi

Hasil perhitungan kebutuhan air irigasi disajikan pada table. Perhitungan kebutuhan air irigasi tersebut disajikan untuk pola tanam padi – padi – padi.

Tabel 5. 6 Perhitungan Kebutuhan Air Irigasi

[illegible]

Debit yg dibutuhkan (l/det)	66	66	44	44	40	39	19	8	64	63	36	36	29	30	17	11	53	53	33	33	45	44	25	9
-----------------------------------	----	----	----	----	----	----	----	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	---



Gambar 5. 1 Grafik Kebutuhan Air

5.2 Ketersediaan Air

Karena data debit tidak diketahui maka debit ketersediaan didekatkan dengan pemodelan FJ.Mock. Mock kami modifikasi sehingga menghasilkan debit harian dengan data hujan harian. Berikut contoh perhitungan debit aliran menggunakan model FJ.Mock

Tabel 5. 7 Contoh Perhitungan Debit Sungai Harian

NO	Uraian	Tanggal	31	1	2
1	Curah Hujan (P)	mm/bln	0	7	11
2	Hari Hujan (h)	hari	0	1	1
3	Evapotranspirasi Potensial (E_{t0})	mm/bln	5.76	4.15	4.15
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	%	30%	30%	30%
5	$(m/20)*(18-h)$	-	0.27	0.26	0.26
6	$E = (E_{t0})*(m/20)*(18-h)$	mm/bln	1.55	1.06	1.06
7	$Et = (E_{t0}) - E$	mm/bln	4.20	3.09	3.09
8	$Ds = P - Et$	mm/bln	0.0	3.9	7.9
9	Aliran Permukaan (Hujan Lebat)	mm/bln	0.0	5.6	8.8
10	Kandungan Air Tanah	mm/bln	0.0	0.0	0.0
11	Kapasitas Kelembapan Air Tanah (SMC)	mm/bln	80.0	80.0	80.0
12	Kelebihan Air (WS)	mm/bln	0.0	3.9	7.9
13	Infiltrasi	mm/bln	0.0	2.0	4.0
14	$0,5*(1+k)*(Infiltrasi)$	-	0.0	1.7	3.4
15	$k*V_{n-1}$	-	2.9	2.0	2.6
16	Volume Penyimpanan (V_n)	mm/bln	2.9	3.7	6.0
17	Perubahan Volume (DV_n)	mm/bln	-1.2	0.8	2.3
18	Aliran Dasar (BF)	mm/bln	1.2	1.2	1.7
19	Aliran Langsung (DR)	mm/bln	0.0	2.0	4.0
20	Aliran (R)	mm/bln	1.2	3.1	5.7
21	Jumlah Hari		1	1	1
22	Debit Aliran Sungai 2014	m ³ /det	0.3	0.7	1.2
	Debit Aliran Sungai	lt/det	274.8	686.8	1244.5

Nilai hasil evapotranspirasi potensial (E_{t0}) di dapat dari perhitungan E_{t0} pada sub bab Analisa Kebutuhan Air Permukaan lahan terbuka (m) ditetapkan 30% dari tabel di bawah ini :

Tabel 5. 8 Tata Guna Lahan

m	Tata Guna Lahan
0%	Untuk lahan dengan hutan lebat
0%	Pada akhir musim hujan, dan bertambah 10% setiap bulan kering untuk lahan dengan hutan sekunder
10% - 40%	Untuk lahan yang terisolasi
20% - 50%	Untuk lahan pertanian yang diolah (sawah, ladang, perkebunan dsb)

hasil rekapitulasi debit sungai harian selama 10 tahun, akan dicari nilai rata-ratanya. Hasil dari nilai rata-rata tersebut akan diranking tiap bulannya dan dicari yang memiliki presentase 80%.

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Perhitungan Debit Aliran Sungai 10 Tahunan

Tahun	SATUAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	JAN	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
2005	m3/det	0.0	0.0	0.1	0.0	1.0	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.9	0.6	
2006		0.8	1.5	1.7	1.1	0.5	0.4	0.3	0.2	4.8	1.1	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	4.7	1.3	0.8	3.1	1.5	0.8	0.5	3.8	2.0	0.9	0.7	0.5	0.3	0.2
2007		0.6	0.4	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	3.5	5.4	4.4	2.7	1.4	1.0	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1
2008		2.5	5.3	2.0	3.6	1.9	1.1	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	1.7	3.6	1.1	0.8	0.5	1.1	0.4	2.5	1.7	13.5
2009		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	1.4	0.5	1.0	0.4	0.5	2.6	2.6	0.9	0.6	0.4	0.3	0.3	0.8	0.3	0.2	0.3	0.1	4.9
2010		0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	2.2	0.9	0.5	0.3	0.6	0.2	0.8	0.3	0.2	0.1	2.5	1.5	0.6	0.4	8.3	3.0	2.0	1.2	0.8	0.6	2.8	1.8	0.8	0.6	0.4
2011		0.5	2.1	1.1	0.5	0.4	0.3	0.2	1.3	1.7	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	3.2	4.4	1.7	1.1	0.7	0.5	2.7	0.8	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.5	0.2	2.1	0.5
2012		1.1	0.8	1.7	0.6	1.0	0.4	0.3	2.8	2.4	3.2	6.2	6.6	6.1	9.9	7.3	5.8	4.0	2.3	1.6	1.1	0.8	6.0	4.2	2.9	2.0	3.7	1.4	1.0	1.3	1.7	0.8
2013		3.8	2.6	2.5	1.2	1.4	3.3	1.4	0.8	4.5	6.3	2.0	1.8	1.6	0.9	0.7	0.4	0.3	2.5	1.0	0.5	0.4	5.1	2.5	1.1	1.9	0.8	0.6	1.6	0.5	3.0	0.8
2014		0.7	1.2	2.9	3.1	1.5	3.4	1.6	0.9	1.6	0.7	0.5	1.5	1.1	0.5	0.3	2.5	1.0	0.5	0.4	0.3	1.9	0.6	0.4	0.3	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0
Rata2		1.1	1.5	1.3	1.1	0.8	0.9	0.7	0.8	1.6	1.2	1.1	1.1	1.2	1.3	1.2	1.4	1.0	1.3	0.9	1.0	2.6	2.4	1.7	0.9	1.1	0.9	0.8	0.7	1.1	1.0	2.2

Tahun	SATUAN	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB	FEB
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28		
2005	m3/det	0.6	0.4	0.3	21.0	4.8	3.3	2.3	1.6	1.1	1.6	10.7	2.7	1.9	1.3	1.1	0.7	0.5	0.3	0.2	5.4	12.7	7.9	13.7	13.5	5.7	4.6	3.3	2.1		
2006		0.2	0.2	0.5	1.2	2.8	0.8	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	7.2	5.2	1.9	1.3	2.0	2.1	0.9	3.9	1.2	3.8	1.2	0.9	3.9	1.2	3.9		
2007		0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.3	1.2	0.8	0.7	0.4	0.3	1.0	0.3	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1		
2008		13.5	3.3	2.3	1.6	1.1	2.4	0.9	0.6	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	2.6	1.4	0.6	0.4	0.3	0.2	0.3	0.1	0.6	1.2	0.3	2.9	0.8	0.5	0.4		
2009		4.9	5.5	3.9	1.7	2.5	6.5	3.6	1.7	1.2	0.9	0.6	0.9	0.4	0.3	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	4.8	1.1	0.8	7.3	4.5	3.7	4.1	6.0	4.5		
2010		0.4	0.3	0.2	0.1	1.6	1.4	2.5	2.2	3.5	1.3	0.9	3.0	0.9	0.7	1.5	2.9	0.9	2.8	2.2	3.3	4.6	5.1	4.8	2.0	1.4	1.0	0.7	0.5		
2011		0.5	2.4	0.7	0.5	5.7	1.4	1.9	0.9	0.6	0.4	0.3	0.4	1.9	0.5	0.4	0.2	0.2	0.3	0.1	0.4	0.1	1.7	0.4	0.3	0.2	2.5	3.8	1.1		
2012		0.8	3.2	8.1	7.0	5.1	4.7	3.0	2.0	3.7	1.4	1.0	0.7	0.5	2.5	0.7	0.5	1.7	1.6	1.4	0.6	0.4	0.3	2.7	0.7	0.5	0.3	4.2	2.2		
2013		0.8	4.2	3.3	1.8	2.8	2.2	3.1	6.0	1.9	1.3	0.9	4.9	3.9	2.6	1.3	5.8	8.9	2.8	3.7	1.8	1.2	3.9	1.3	6.9	2.0	1.4	4.3	2.4		
2014		0.0	0.0	0.0	0.5	0.1	1.6	0.4	0.3	0.2	1.2	0.7	0.7	0.3	0.2	0.8	0.2	0.2	2.1	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	1.8	2.9	0.9	0.6	0.4		
Rata2		2.2	2.0	1.9	3.6	2.7	2.4	1.8	1.6	1.3	0.9	1.5	1.4	1.0	1.8	1.8	1.4	1.5	1.3	1.1	1.8	2.5	2.2	3.5	3.1	2.0	2.0	2.5	1.8		

Tahun	SATUAN	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR	MAR
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31					
2005		1.4	1.5	0.8	0.6	0.4	1.7	7.6	1.9	1.3	0.9	0.7	0.5	0.3	0.2	0.3	0.1	0.1	0.1	8.1	6.6	5.8	2.4	1.7	1.2	0.8	4.9	1.4	6.8	2.0	1.4	1.0					
2006		1.2	0.9	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2007		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	1.7	2.9	1.2	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	1.0	3.1	0.8	0.6	0.4	0.3	3.6	0.9	0.6	0.4	0.3	0.2	3.6	0.9	0.6	0.6					
2008		0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	3.8	1.1	0.8	0.5	0.4	0.3	3.6	5.6	1.7	1.3	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.7					
2009		2.0	3.6	3.8	4.5	5.6	7.7	3.9	3.2	1.7	3.7	1.4	1.0	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	1.3	5.0	3.2	2.0	1.1	0.7	0.5	0.4	1.2					
2010	m3/det	0.3	0.7	1.3	2.1	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	6.8	3.0	1.4	7.2	2.1	1.5	1.0	3.2	5.0	1.6	2.2	1.0	0.7	2.3	3.2	3.5	1.3	1.0	1.5	1.6	4.2					
2011		0.8	4.2	2.3	1.1	0.8	1.4	4.8	1.3	3.5	1.2	0.9	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	1.1	0.3	0.2	0.1	9.3	2.1	2.0	3.0	6.0	4.4	4.2	3.8	1.7	1.7	1.0					
2012		1.0	0.7	1.6	0.6	0.4	2.5	0.7	1.4	3.6	1.1	0.7	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.8	0.6	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.4	0.1	2.0	3.9					
2013		2.7	1.6	3.1	2.1	2.0	0.9	0.7	2.9	3.1	5.7	3.5	2.2	1.7	1.0	0.7	0.5	1.4	1.3	0.9	0.4	0.3	0.2	3.1	3.2	3.3	1.2	2.6	3.2	2.0	1.0	0.7					
2014		0.3	3.2	1.9	4.4	1.4	1.0	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	1.0	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	4.4	7.8	2.2	1.5	1.4	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.9	0.3					
Rata2		1.0	1.7	1.6	1.6	1.2	1.6	2.1	1.3	1.7	1.4	1.5	0.8	0.6	1.2	0.8	0.5	0.8	0.6	2.0	1.8	2.4	1.7	1.3	1.8	1.8	1.7	1.1	2.0	0.9	1.0	1.3					

Tahun	SATUAN	APR 1	APR 2	APR 3	APR 4	APR 5	APR 6	APR 7	APR 8	APR 9	APR 10	APR 11	APR 12	APR 13	APR 14	APR 15	APR 16	APR 17	APR 18	APR 19	APR 20	APR 21	APR 22	APR 23	APR 24	APR 25	APR 26	APR 27	APR 28	APR 29	APR 30
2005	m3/det	0.7	0.5	1.1	0.4	1.5	0.5	0.3	8.1	3.1	2.7	1.4	3.5	1.2	0.9	1.8	1.7	4.4	1.3	0.9	0.6	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
2006		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	1.0	1.9	1.9	5.0	5.7	2.0	1.4	1.0	2.8	1.0	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
2007		0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	2.2	1.9	3.0	1.3	0.8	0.5	0.4	0.3	0.2	1.1	3.2	0.9	0.6	0.4	0.3	3.7	0.9	0.6	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1
2008		1.2	0.4	0.2	0.9	0.3	8.3	1.9	2.9	1.3	4.7	14.4	3.9	2.7	1.9	1.3	0.9	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	2.6	1.7	0.7	0.5	0.3	0.2
2009		0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	8.7	12.5	3.7	2.6	1.8	1.3	0.9	0.6	1.2	0.5	0.3	0.4	0.2	0.1	0.1	6.6	6.5	2.1	1.5	1.2	0.8	1.7	0.6	0.5	2.6
2010		9.4	5.6	2.7	2.1	2.6	1.2	3.5	3.9	2.7	6.3	6.5	2.4	7.5	2.5	1.7	3.9	1.4	3.3	1.2	0.9	0.6	0.4	1.5	0.5	0.3	1.7	3.0	0.9	3.4	1.1
2011		0.7	2.0	3.3	1.6	0.9	0.6	0.9	1.5	1.7	1.8	4.3	4.9	3.0	4.7	1.8	5.2	1.7	1.2	0.9	0.6	0.4	2.9	1.4	4.2	9.9	4.5	2.3	1.6	1.1	0.8
2012		1.5	3.8	2.2	1.1	3.1	5.2	1.6	1.2	1.4	5.6	1.6	1.1	0.8	0.5	0.4	7.1	1.7	3.8	1.4	1.0	0.7	5.3	2.4	1.2	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1
2013		0.5	3.3	1.5	1.9	0.8	0.6	1.6	10.5	14.1	4.4	6.8	3.0	3.1	4.0	4.3	5.7	5.2	5.9	7.2	2.7	1.9	1.3	0.9	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1
2014		0.2	0.2	0.1	1.3	0.9	0.4	0.2	1.8	4.1	3.2	2.2	1.1	1.3	2.0	0.8	1.5	0.7	0.4	0.9	0.3	0.2	0.7	0.3	1.1	1.6	3.1	2.0	1.5	0.8	0.5
Rata2			1.5	1.6	1.1	1.0	1.0	2.5	2.5	3.5	3.4	3.2	3.9	2.6	2.2	2.0	1.5	3.3	2.5	1.9	1.5	0.8	1.4	2.2	1.0	1.0	1.8	1.3	1.1	0.6	0.7

Tahun	SATUAN	JUN 1	JUN 2	JUN 3	JUN 4	JUN 5	JUN 6	JUN 7	JUN 8	JUN 9	JUN 10	JUN 11	JUN 12	JUN 13	JUN 14	JUN 15	JUN 16	JUN 17	JUN 18	JUN 19	JUN 20	JUN 21	JUN 22	JUN 23	JUN 24	JUN 25	JUN 26	JUN 27	JUN 28	JUN 29	JUN 30	
2005	m3/det	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	10.5	2.3	6.2	2.2	5.7	4.4	1.9	1.4	0.9	0.7	
2006		0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2007		0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	
2008		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2009		0.2	0.1	0.1	0.3	0.1	1.4	0.3	0.2	2.7	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2010		1.5	1.0	0.6	0.4	4.0	1.7	2.0	2.1	3.5	2.1	1.0	0.7	0.7	0.4	1.6	1.6	0.6	3.1	0.9	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.8	0.2	0.2	0.1	2.7	0.6	
2011		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	
2012		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	2.1	2.1	1.8	0.8	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2013		3.8	2.2	1.5	3.7	6.8	4.2	3.6	1.7	8.6	3.1	1.9	1.3	0.9	3.3	1.0	1.4	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	3.1	0.7	0.5	0.4	0.2	0.2	0.1	0.1	
2014		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	1.2	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	
Rata2		0.6	0.4	0.3	0.5	1.1	0.7	0.6	0.6	1.7	0.8	0.5	0.3	0.2	0.4	0.3	0.3	0.1	0.4	0.1	0.2	1.2	0.3	1.0	0.3	0.7	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4	

Tahun	SATUAN	JUL 1	JUL 2	JUL 3	JUL 4	JUL 5	JUL 6	JUL 7	JUL 8	JUL 9	JUL 10	JUL 11	JUL 12	JUL 13	JUL 14	JUL 15	JUL 16	JUL 17	JUL 18	JUL 19	JUL 20	JUL 21	JUL 22	JUL 23	JUL 24	JUL 25	JUL 26	JUL 27	JUL 28	JUL 29	JUL 30	JUL 31
2005	m3/det	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	4.1	0.9	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2006		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2007		0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2008		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2009		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2010		0.5	1.0	1.3	1.8	0.9	1.2	0.8	0.4	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2011		1.2	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	3.7	0.8	3.3	1.0	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1
2012		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2013		0.1	0.0	0.0	0.6	3.0	2.0	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	2.5	2.4	1.7	2.3	0.9	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2014		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Rata2		0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	0.7	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	0.3	0.2	0.3	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.4	0.1	0.3	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tahun	SATUAN	AGS 1	AGS 2	AGS 3	AGS 4	AGS 5	AGS 6	AGS 7	AGS 8	AGS 9	AGS 10	AGS 11	AGS 12	AGS 13	AGS 14	AGS 15	AGS 16	AGS 17	AGS 18	AGS 19	AGS 20	AGS 21	AGS 22	AGS 23	AGS 24	AGS 25	AGS 26	AGS 27	AGS 28	AGS 29	AGS 30	AGS 31
2005	m3/det	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2006		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2007		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2008		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2009		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2010		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.3	0.2	0.5	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.2	0.0	1.0	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
2011		0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2012		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2013		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2014		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Rata2		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0

Tahun	SATUAN	SEP 1	SEP 2	SEP 3	SEP 4	SEP 5	SEP 6	SEP 7	SEP 8	SEP 9	SEP 10	SEP 11	SEP 12	SEP 13	SEP 14	SEP 15	SEP 16	SEP 17	SEP 18	SEP 19	SEP 20	SEP 21	SEP 22	SEP 23	SEP 24	SEP 25	SEP 26	SEP 27	SEP 28	SEP 29	SEP 30
2005	m3/det	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	3.3	3.4	1.2	0.8	0.6	0.4	2.9	0.8	0.5	0.4	0.3
2006		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2007		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2008		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2009		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2010		1.7	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	9.3	2.6	1.6	4.6	1.6	2.5	2.3	2.2	1.0	0.7	0.5	1.2	0.4	0.3	0.2	0.1	3.1	1.2	0.6	0.4	2.3	3.3	1.6
2011		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2012		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2013		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2014		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Rata2		0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.3	0.2	0.5	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4	0.1	0.1	0.3	0.4	0.4	0.1	0.1	0.4	0.2	0.4	0.1	0.3	0.4	0.2

Tahun	SATUAN	OKT 1	OKT 2	OKT 3	OKT 4	OKT 5	OKT 6	OKT 7	OKT 8	OKT 9	OKT 10	OKT 11	OKT 12	OKT 13	OKT 14	OKT 15	OKT 16	OKT 17	OKT 18	OKT 19	OKT 20	OKT 21	OKT 22	OKT 23	OKT 24	OKT 25	OKT 26	OKT 27	OKT 28	OKT 29	OKT 30	OKT 31
2005	m3/det	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.6	0.8	0.6	0.4	2.7	0.7	0.5	0.4	2.7	0.7	0.5	0.4	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
2006		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2007		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.1	1.1	0.3	5.7	1.4	0.9	0.7	3.5	1.0	0.7	0.5	0.3	0.2
2008		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1.1	0.5	0.4	0.2	0.2	2.1	0.5	0.4	0.3	2.7	0.7	0.5	0.3	0.2	1.3	0.4
2009		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.7	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.5	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2010		0.8	0.6	0.4	0.7	0.3	1.3	0.4	1.1	2.8	0.8	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1	2.6	2.8	4.4	1.4	5.9	1.8	3.7	4.8	2.4	6.6	9.1	3.2	2.2	2.1	1.2	1.8
2011		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	1.2	0.3	2.4	0.6	2.9	0.9	2.8	0.9	0.6
2012		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.6	0.8	2.8	0.9	0.6	0.4	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	2.3	4.7	1.3	0.9
2013		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.2	0.2	2.0	1.2	0.5	0.4	0.2	0.2	0.1
2014		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.2	0.2	2.0	1.2	0.5	0.4	0.2	0.2	0.1
Rata2		0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3	0.1	0.4	0.1	0.3	0.5	0.7	0.8	0.5	0.6	0.5	0.8	0.5	1.3	0.9	0.5	1.7	1.7	0.9	0.7	1.1	0.5	0.4

Tabel 5. 10 Perhitungan Ketersediaan Air
JANUARI

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Debit	m3/det	1.8	1.1	1.5	1.3	1.1	0.8	0.9	0.7	0.8	1.6	1.2	1.1	1.1	1.2	1.3	1.2	1.4	1.0	1.3	0.9	1.0	2.6	2.4	1.7	0.925	1.1	0.9	0.8	0.7	1.1	1.0
Ranking		3.0	17.0	6.0	10.0	18.0	27.0	24.0	30.0	29.0	5.0	12.0	16.0	14.0	13.0	8.0	11.0	7.0	21.0	9.0	26.0	22.0	1.0	2.0	4.0	25.0	15.0	23.0	28.0	31.0	19.0	20.0
Presentase	%	10	55	19	32	58	87	77	97	94	16	39	52	45	42	26	35	23	68	29	84	71	3	6	13	81	48	74	90	100	61	65

FEBRUARI

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Debit	m3/det	2.2	2.0	1.9	3.6	2.7	2.4	1.8	1.6	1.3	0.9	1.5	1.35	1.0	1.8	1.8	1.4	1.5	1.3	1.1	1.8	2.5	2.2	3.5	3.1	2.0	2.0	2.5	1.8
Ranking		8.0	11.0	13.0	1.0	4.0	7.0	14.0	19.0	24.0	28.0	20.0	23.0	27.0	16.0	17.0	22.0	21.0	25.0	26.0	15.0	5.0	9.0	2.0	3.0	10.0	12.0	6.0	18.0
Presentase	%	29	39	46	4	14	25	50	68	86	100	71	82	96	57	61	79	75	89	93	54	18	32	7	11	36	43	21	64

MARET

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Debit	m3/det	1.0	1.7	1.6	1.6	1.2	1.6	2.1	1.3	1.7	1.4	1.5	0.8	0.6	1.2	0.8	0.5	0.8	0.6	2.0	1.8	2.4	1.7	1.3	1.8	1.8	1.7	1.1	2.0	0.896	1.0	1.3
Ranking		23.0	11.0	14.0	12.0	21.0	13.0	2.0	18.0	9.0	16.0	15.0	26.0	30.0	20.0	27.0	31.0	28.0	29.0	4.0	6.0	1.0	10.0	19.0	7.0	5.0	8.0	22.0	3.0	25.0	24.0	17.0
Presentase	%	74	35	45	39	68	42	6	58	29	52	48	84	97	65	87	100	90	94	13	19	3	32	61	23	16	26	71	10	81	77	55

APRIL

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Debit	m3/det	1.5	1.6	1.1	1.0	1.0	2.5	2.5	3.5	3.4	3.2	3.9	2.6	2.2	2.0	1.5	3.3	2.5	1.9	1.5	0.8	1.4	2.2	1.0	1.046	1.8	1.3	1.1	0.6	0.7	0.6
Ranking		17.0	15.0	21.0	26.0	25.0	7.0	9.0	2.0	3.0	5.0	1.0	6.0	11.0	12.0	18.0	4.0	8.0	13.0	16.0	27.0	19.0	10.0	23.0	24.0	14.0	20.0	22.0	29.0	28.0	30.0
Presentase	%	57	50	70	87	83	23	30	7	10	17	3	20	37	40	60	13	27	43	53	90	63	33	77	80	47	67	73	97	93	100

MEI

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Debit	m3/det	1.0	0.9	0.7	0.4	0.7	2.0	1.6	0.8	1.0	0.9	0.9	0.4	1.9	1.1	2.1	2.3	1.4	2.6	1.0	1.3	0.7	0.7	0.6	0.599	0.4	0.3	0.4	1.0	0.5	2.1	0.9
Ranking		12.0	17.0	23.0	29.0	20.0	5.0	7.0	19.0	14.0	18.0	15.0	27.0	6.0	10.0	3.0	2.0	8.0	1.0	13.0	9.0	21.0	22.0	24.0	25.0	30.0	31.0	28.0	11.0	26.0	4.0	16.0
Presentase	%	39	55	74	94	65	16	23	61	45	58	48	87	19	32	10	6	26	3	42	29	68	71	77	81	97	100	90	35	84	13	52

JUNI

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Debit	m3/det	0.6	0.4	0.266	0.5	1.1	0.7	0.6	0.6	1.7	0.8	0.5	0.3	0.2	0.4	0.3	0.3	0.1	0.4	0.1	0.2	1.2	0.3	1.0	0.3	0.7	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
Ranking		8.0	16.0	24.0	13.0	3.0	6.0	10.0	9.0	1.0	5.0	11.0	20.0	25.0	14.0	22.0	21.0	29.0	18.0	30.0	27.0	2.0	19.0	4.0	23.0	7.0	12.0	26.0	28.0	17.0	15.0
Presentase	%	27	53	80	43	10	20	33	30	3	17	37	67	83	47	73	70	97	60	100	90	7	63	13	77	23	40	87	93	57	50

JULI

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Debit	m3/det	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	0.7	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	0.3	0.2	0.3	0.1	0.1	0.1	0.090	0.0	0.4	0.1	0.3	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Ranking		1.0	2.0	12.0	10.0	4.0	3.0	11.0	14.0	15.0	19.0	22.0	7.0	9.0	13.0	8.0	16.0	20.0	23.0	25.0	27.0	5.0	18.0	6.0	17.0	21.0	24.0	26.0	28.0	29.0	30.0	31.0
Presentase	%	3	6	39	32	13	10	35	45	48	61	71	23	29	42	26	52	65	74	81	87	16	58	19	55	68	77	84	90	94	97	100

AGUSTUS

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Debit	m3/det	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.015	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Ranking		18.0	19.0	20.0	21.0	22.0	23.0	24.0	25.0	26.0	27.0	28.0	29.0	30.0	31.0	1.0	3.0	5.0	4.0	6.0	7.0	10.0	12.0	14.0	9.0	16.0	2.0	8.0	11.0	13.0	15.0	17.0
Presentase	%	58	61	65	68	71	74	77	81	84	87	90	94	97	100	3	10	16	13	19	23	32	39	45	29	52	6	26	35	42	48	55

SEPTEMBER

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Debit	m3/det	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.3	0.2	0.5	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4	0.1	0.1	0.3	0.4	0.4	0.1	0.103	0.4	0.2	0.4	0.1	0.3	0.4	0.2
Ranking		1.0	2.0	26.0	27.0	28.0	29.0	30.0	3.0	13.0	19.0	4.0	20.0	14.0	15.0	16.0	10.0	22.0	25.0	12.0	6.0	5.0	21.0	24.0	7.0	18.0	9.0	23.0	11.0	8.0	17.0
Presentase	%	3	7	87	90	93	97	100	10	43	63	13	67	47	50	53	33	73	83	40	20	17	70	80	23	60	30	77	37	27	57

OKTOBER

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Debit	m3/det	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.110	0.3	0.1	0.4	0.1	0.3	0.5	0.7	0.8	0.5	0.6	0.5	0.8	0.5	1.3	0.9	0.5	1.7	1.7	0.9	0.7	1.1	0.5	0.4
Ranking		26.0	28.0	29.0	27.0	31.0	22.0	30.0	25.0	21.0	24.0	18.0	23.0	20.0	16.0	10.0	8.0	13.0	11.0	14.0	7.0	15.0	3.0	5.0	17.0	2.0	1.0	6.0	9.0	4.0	12.0	19.0
Presentase	%	84	90	94	87	100	71	97	81	68	77	58	74	65	52	32	26	42	35	45	23	48	10	16	55	6	3	19	29	13	39	61

NOVEMBER

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Debit	m3/det	1.5	0.7	1.5	1.1	2.3	0.9	1.1	1.0	0.7	0.9	1.2	0.9	0.8	1.2	1.3	2.9	1.8	1.4	2.9	1.5	1.5	1.5	1.4	1.2	2.0	1.3	1.9	0.974	1.4	1.1
Ranking		10.0	29.0	9.0	22.0	3.0	25.0	20.0	23.0	30.0	27.0	17.0	26.0	28.0	18.0	16.0	2.0	6.0	12.0	1.0	8.0	11.0	7.0	13.0	19.0	4.0	15.0	5.0	24.0	14.0	21.0
Presentase	%	33	97	30	73	10	83	67	77	100	90	57	87	93	60	53	7	20	40	3	27	37	23	43	63	13	50	17	80	47	70

DESEMBER

Tanggal	SATUAN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Debit	m3/det	1.3	0.7	1.7	2.7	1.7	2.4	1.165	1.5	1.1	1.5	1.8	1.3	1.0	1.2	0.9	1.3	1.1	1.7	2.5	1.9	1.8	2.1	1.7	1.7	1.8	2.6	3.5	1.6	2.4	1.6	1.1
Ranking		22.0	31.0	12.0	2.0	14.0	6.0	25.0	19.0	27.0	20.0	10.0	21.0	29.0	24.0	30.0	23.0	26.0	13.0	4.0	8.0	11.0	7.0	16.0	15.0	9.0	3.0	1.0	18.0	5.0	17.0	28.0
Presentase	%	71	100	39	6	45	19	81	61	87	65	32	68	94	77	97	74	84	42	13	26	35	23	52	48	29	10	3	58	16	55	90

Setelah meranking dan mencari debit andalan 80 %, kemudian hasilnya yang sebelumnya dari m^3/detik dikonversikan menjadi l/detik , hasilnya digunakan sebagai debit ketersediaan, hasil rekapitulasi debit ketersediaan ditunjukkan pada tabel 5.8 dibawah ini.

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Ketersediaan Air

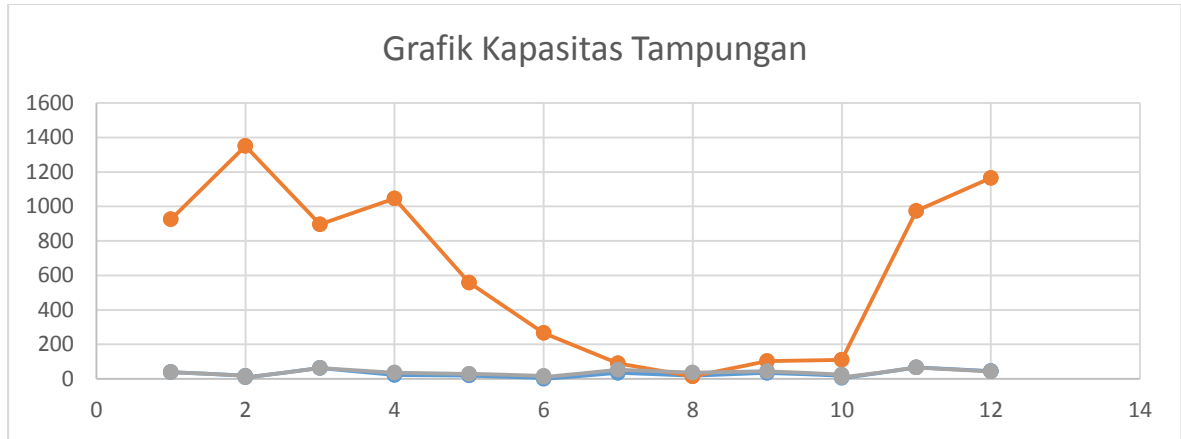
Bulan	Periode	Ketersediaan	Ketersediaan
		m^3/det	l/det
1	1	0.925	925.0
	2	0.925	925.0
2	1	1.350	1,350.2
	2	1.350	1,350.2
3	1	0.896	896.2
	2	0.896	896.2
4	1	1.046	1,046.1
	2	1.046	1,046.1
5	1	0.559	559.1
	2	0.559	559.1
6	1	0.266	266.2
	2	0.266	266.2
7	1	0.090	90.0
	2	0.090	90.0
8	1	0.015	15.0
	2	0.015	15.0
9	1	0.104	103.6
	2	0.104	103.6
10	1	0.104	110.4
	2	0.104	110.4
11	1	0.974	974.4
	2	0.974	974.4
12	1	1.166	1,165.6
	2	1.166	1,165.6

5.3 Kapasitas Tampung

Kapasitas tampungan yang dimaksud adalah volume air yang direncanakan mampu untuk ditampung dan mampu untuk memenuhi kekurangan air irigasi.

Tabel 5. 12 Perhitungan Kapasitas Tampung Bendung

[illegible]



Gambar 5. 2 Grafik Kapasitas Tampung

BLN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ketersediaan	925	1350	896	1046	559	266	90	15	104	110	974	1166
Kebutuhan	40	39	19	8	64	63	36	36	29	30	17	11

5.4 Tinggi Muka Air Sebelum di Bendung

$n = 0,02$

H = tinggi muka air (m)

A = luas permukaan (m^2)

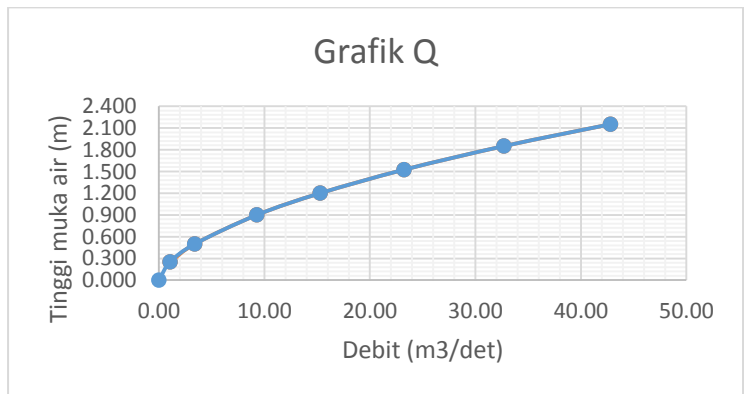
V = kecepatan aliran (m/s)

Q = debit aliran sungai (m^3/det)

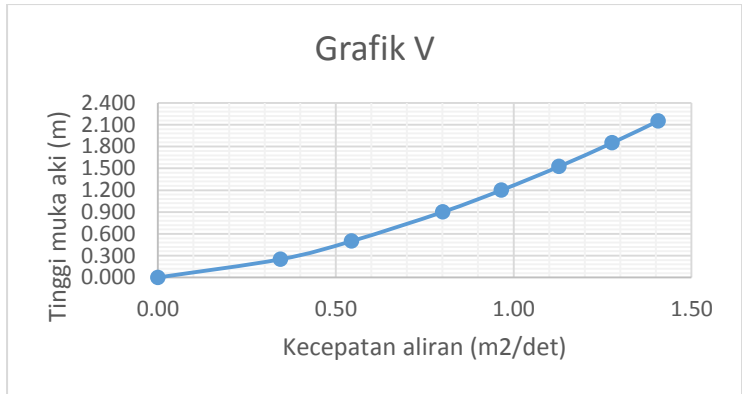
Tabel 5. 13 Perhitungan Tinggi Muka Air sebelum di Bendung

$1/n$	H	A	O	$AR^{2/3}$	$I^{1/2}$	V	Q
50.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00
50.00	0.250	3.90	31.57	0.97	0.03	0.34	1.58
50.00	0.500	7.93	32.43	3.10	0.03	0.54	5.06
50.00	0.900	14.63	33.79	8.38	0.03	0.80	13.67
50.00	1.200	19.87	34.82	13.67	0.03	0.97	22.32
50.00	1.525	25.75	35.93	20.62	0.03	1.13	33.66
50.00	1.850	31.84	37.04	28.79	0.03	1.28	46.99
50.00	2.151	37.67	38.06	37.41	0.03	1.41	61.06

Jadi tinggi muka air sebelum di bendung adalah 2,15 m



Gambar 5. 3 Grafik Q vs Tinggi Muka Air Sebelum di Bendung



Gambar 5. 4 Grafik V vs Tinggi Muka Air Sebelum di Bendung

5.5 Dimensi Bendung dan Bangunan Pembilas

5.2.1 Panjang Mercu Bendung

Panjang mercu bendung atau disebut pula lebar bentang bendung, yaitu jarak antara dua tembok pangkal bendung (abutment), termasuk lebar bangunan pembilas dan pilar-pilarnya. Ini disebut panjang mercu bruto. Lebar bendung umumnya diambil sebesar 1,2 kali lebar sungai rata-rata pada ruas yang stabil.

Lebar rata-rata sunagi = 15,36 m

Lebar bendung = $1,1 \times 15,36$

Lebar bendung = 17 m

5.2.2 Lebar Pintu Pembilas dan Pilar pembilas

Lebar bangunan pembilas direncanakan

Lebar pembilas = 1,5 m

Lebar pilar pembilas = 1 m

5.2.3 Panjang Mercu Bendung Efektif

Panjang mercu bendung efektif adalah panjang mercu bendung yang efektif

melewatkan debit banjir desain. Panjang mercu bendung efektif lebih pendek daripada panjang mercu bendung bruto.

$$Beff = 17 - 1,5 - 1$$

$$Beff = 14,5 \text{ m}$$

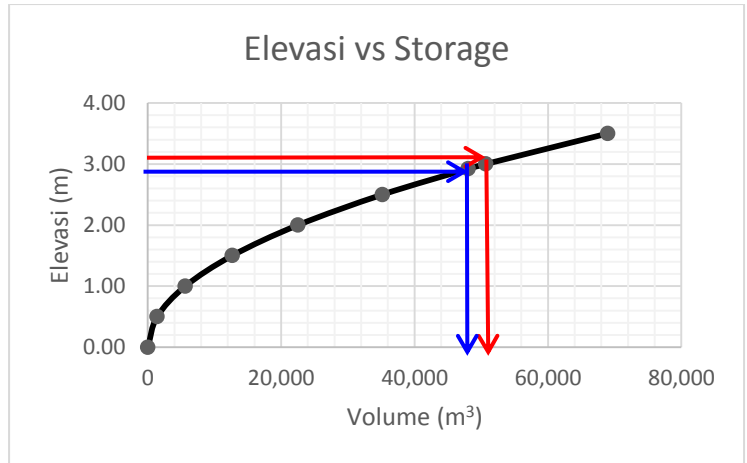
5.2.4 Tinggi Bendung

Perencanaan Tinggi bendung ini didapat dari hubungan tinggi bendung dan kapasitas tampungan. Untuk perhitungan perencanaan tinggi bendung, diperlukan data kontur sungai. Dikarenakan data kontur sungai tidak lengkap, maka perhitungan dilakukan dengan metode yang sama, tetapi menggunakan data kemiringan sungai dan lebar sungai. Lebar sungai yang diambil adalah rata-rata lebar dasar sungai.

Tabel 5. 14 Perhitungan Kapasitas Tampungan Sungai

Elevasi Sungai	Tinggi bendung	Panjang Sungai	Luas	Kapasitas
	m	m	m ²	m ³
+74.0	0.00	0	0	0
+74.5	0.50	469	5,630	1,408
+75.0	1.00	938	11,260	5,630
+75.5	1.50	1,408	16,890	12,668
+76.0	2.00	1,877	22,520	22,520
+76.5	2.50	2,346	28,150	35,188
+77.0	2.92	2,742	32,902	48,070
+77.5	3.00	2,815	33,780	50,670
+78.0	3.50	3,284	39,410	68,968

Dari perhitungan di atas, didapat tinggi bendung yang dapat menampung kapasitas sesuai kebutuhan adalah 2,92 m, untuk perencanaan tinggi bendung diambil tinggi 3 m.



Gambar 5. 5 Elevasi Vs Storage

5.6 Tinggi Air di atas Mercu Bendung

Tinggi muka air di atas mercu bendung dapat dihitung dengan persamaan tinggi energi – debit, untuk ambang bulat pengontrol segi empat yaitu:

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot B_{\text{eff}} \cdot H_1^{1.5}}$$

Dimana

Q = debit (m^3/det)

C_d = koefisien debit

$C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$

C_0 = fungsi $\frac{H_1}{r}$

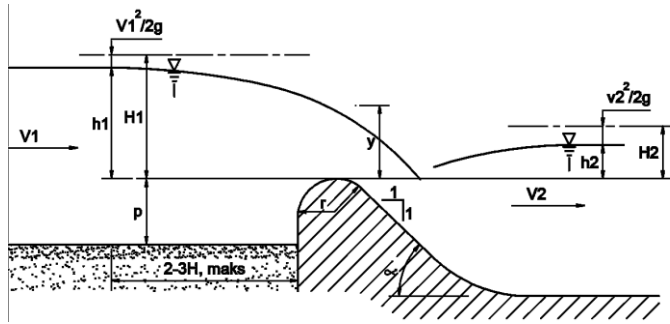
C_1 = fungsi $\frac{p}{H_1}$

C_2 = fungsi $\frac{p}{H_1}$ & kemiringan muka hulu

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

B_{eff} = lebar mercu (m)

H_1 = tinggi energi di atas ambang (m)



Untuk perhitungan pertama $H1$, harga $C_d = 1,255$ (diasumsikan).

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot B_{\text{eff}} \cdot H1^{1,5}$$

$$Q_{50} = 61,056 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$r = 1 \text{ m (direncanakan)}$$

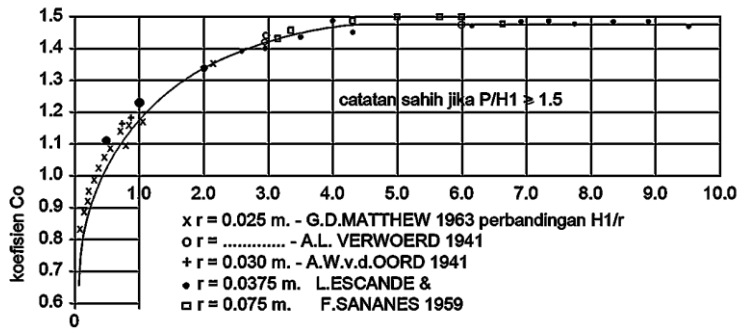
$$61,056 = 1,255 \cdot \frac{2}{3} \left(\sqrt{\frac{2}{3} \cdot 9,8} \right) \cdot 14,5 \cdot (H1)^{1,5}$$

$$H1 = 1,57 \text{ m (didapat dari goal seek)}$$

Perhitungan untuk mencocokkan nilai C_d dengan cara mencari nilai $(H1/R)$ dan $(P/H1)$. Pada langkah ini dicari dulu nilai $(H1/R)$

Mencari nilai r dan $(H1/r)$

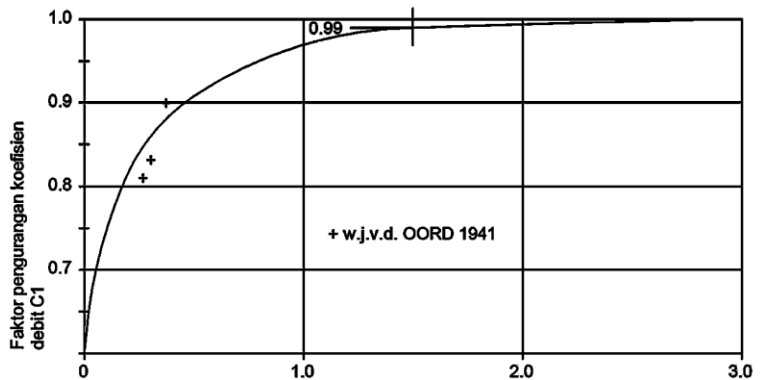
$$\frac{H1}{r} = \frac{1,57}{1} = 1,57$$

Gambar 5. 6 Grafik C_0

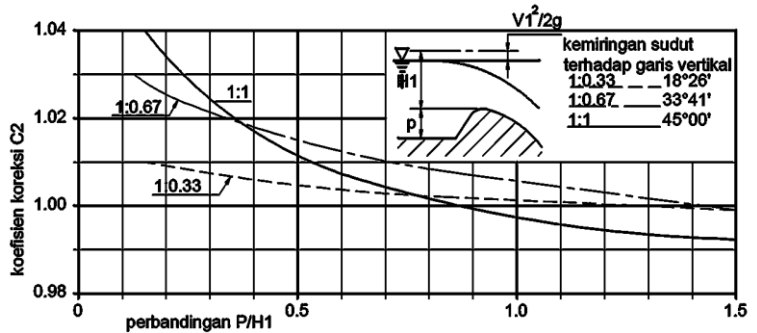
Dari grafik dengan nilai $(H_1/r) = 1,57$
 didapat nilai $C_0 = 1,280$

Menghitung nilai (P/H_1)

$$\frac{P}{H_1} = \frac{3}{1,45} = 2,07$$

Gambar 5. 7 Grafik C_1

Dari Grafik dengan nilai $(p/H_1) = 1,91$
 didapat nilai $C_1 = 0,99$

Gambar 5. 8 Grafik C_2

Dari Grafik dengan nilai $(p/H_1) = 1,91$
 didapat nilai $C_2 = 0,99$

Mengitung nilai C_d

$$C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$$

$$C_d = 1,281 \times 0,99 \times 0,999$$

$$C_d = 1,255 \text{ (OK)}$$

Nilai C_d cocok dengan asumsi untuk menghitung nilai asumsi C_d

Debit per-meter di atas mercu:

$$q = \frac{Q}{b_{\text{eff}}}$$

$$q = \frac{61,056}{14,5}$$

$$q = 4,211 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

Kedalaman kritis di atas mercu:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{4,211^2}{9,8}} = 1,219 \text{ m}$$

5.7 Perhitungan Dimensi Peredam Energi

Perhitungan Jari-jari Kolam Olak

$$\text{Tinggi energi hulu} = 78,94$$

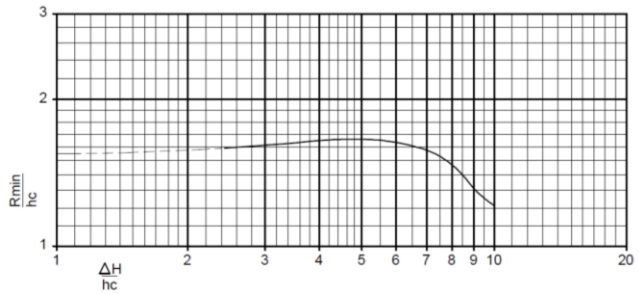
$$\text{Tinggi energi hilir} = 76,28$$

$$\Delta H = \text{Tinggi energi hulu} - \text{Tinggi energi hilir}$$

$$\Delta H = 78,94 - 76,28$$

$$\Delta H = 2,66$$

$$\frac{\Delta H}{hc} = \frac{2,66}{1,219} = 2,18$$



Gambar 5. 9 Jari-Jari Minimum Kolam Olak

Dari grafik dengan nilai $\frac{\Delta H}{hc} = 2,00$ didapat

$$\text{nilai } \frac{R_{min}}{hc} = 1,6$$

Maka nilai jari-jari kolam olak

$$R = 1,95 \text{ m}$$

Untuk perencanaan jari-jari kolam olak

$$R = 4,5 \text{ m (direncanakan)}$$

Perhitungan tinggi air minimum

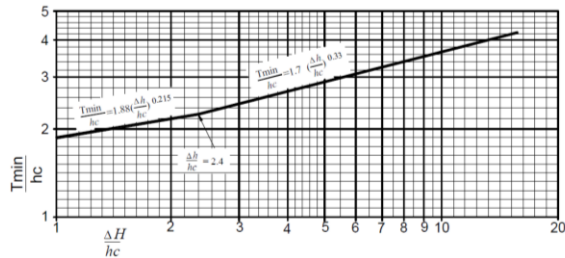
$$\frac{\Delta H}{hc} = 2,18$$

Dari grafik dengan nilai $\frac{\Delta H}{hc} = 2,00$ didapat

$$\text{nilai } \frac{T_{min}}{hc} = 2,4$$

Maka nilai tinggi air minimum

$$T = 2,924 \text{ m}$$



Gambar 5. 10 Batas Minimum Tinggi Air

5.8 Back Water Curve

Back water curve adalah garis kenaikan permukaan air di hulu bendung akibat adanya pembendungan. Pengaruh back water di hitung untuk mengetahui apakah sungai sebelah hulu bendung perlu peninggian tanggul sehingga dapat mencegah meluapnya air sungai

Perhitungan yang tepat untuk curve pengempangan dapat dikerjakan dengan metode langkah standar (standar step method) bila potongan melintang, kemiringan dan faktor kekerasan sungai ke arah hulu lokasi bendung sudah diketahui sampai jarak yang cukup jauh

Perkiraan curve pengempangan yang cukup akurat dan aman menggunakan rumus

$$Z = h \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2$$

Untuk

$$\frac{h}{a} \geq \rightarrow L = \frac{2h}{I} \quad \text{atau} \quad \frac{h}{a} \leq \rightarrow L = \frac{a+h}{I}$$

Dimana:

a = tinggi muka air sebelum dibendung (m)

h = tinggi muka air setelah dibendung (m)

L = panjang total curve pengempangan (m)

Z = kedalaman air pada jarak x dari bendung (m)

h = tinggi muka air setelah dibendung (m)

Perhitungan Back Water

$$a = 2,15 \text{ (m)}$$

$$I = 0,0011$$

$$h = 4,45 \text{ m}$$

$$\frac{h}{a} = \frac{4,45}{2,15} = 1,07 < 1 \text{ maka}$$

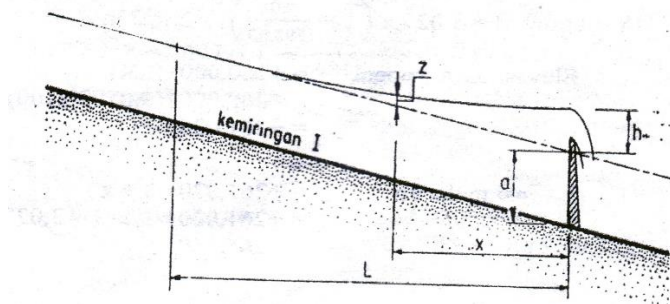
$$L = \frac{2h}{I} = \frac{2 \times 4,45}{0,0011} = 8354,675 \text{ m}$$

$$X = 8354,675$$

$$Z = 4,45 \left(1 - \frac{8354,675}{8354,675} \right)^2 = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi dasar sungai} &= 74,00 + (0,0011 \cdot 8354,675) \\ &= 82,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi muka air} &= 82,9 + 2,15 + 0 \\ &= 85,05 \end{aligned}$$



BAB 6

STABILITAS KONSTRUKSI BENDUNG

Persyaratan Teknis

Stabilitas konstruksi bendung tergantung dari beberapa faktor yang berpengaruh terhadap tubuh bendung itu sendiri. Faktor-faktor yang berpengaruh antara lain :

- a. Gaya berat Konstruksi
- b. Tekanan tanah dan tekanan lumpur
- c. Tekanan hidrostatik
- d. Gaya gempa bumi
- e. Tekanan ke atas (Up Lift Pressure)
- f. Daya dukung tanah pada dasar pondasi

Peninjauan perhitungan stabilitas bendung dilakukan pada bagian konstruksi yang paling lemah/kritis, jika tubuh bendung menerima gaya-gaya geser dan guling

Syarat stabilitas bangunan untuk keadaan air normal dan keadaan air banjir harus stabil terhadap guling dan geser.

1. Rembesan

$$C_L = \frac{\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H}{H}$$

Keterangan :

C_L = angka rembesan lane

$\sum L_V$ = jumlah panjang vertikal (m)

$\sum L_H$ = jumlah panjang horizontal (m)

H = beda tinggi muka air (m)

(Mawardi, 2006. Hal 128)

2. Guling

$$\text{faktor keamanan (FK)} = \frac{\sum M_t}{\sum M_g} \geq 1,5 - 2$$

Keterangan :

ΣMt = jumlah momen tahan (ton.m)

ΣMg = jumlah momen guling (ton.m)

(Mawardi, 2006. Hal 128)

3. Geser

$$\text{faktor keamanan } (FK) = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H} \geq 1,3$$

$$\text{koefesien geser } (f) = tg \phi$$

Keterangan

ΣV = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

ΣH = jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

ϕ = sudut geser dalam sedalam pondasi bendung

(Mawardi, 2006. Hal 128)

4. Turun

Syarat terhadap daya dukung tanah pada keadaan air normal dan keadaan air banjir dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Keterangan :

$\sigma_{1,2}$ = tegangan tanah (kN/m²)

ΣV = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

B = lebar dasar (m)

e = eksentrisitas

persyaratannya yaitu bila $\sigma_1 < \bar{\sigma}$ dan $\sigma_2 > 0$

(Mawardi, 2006. Hal 129)

6.1 Perhitungan Terhadap Piping

Panjang total bidang konstruksi yang dilalui air tidak boleh terjadi piping, untuk gaya konstruksi yang aman terhadap piping harus memenuhi perumusan menurut “lane”

$$C_L \leq \frac{\sum L_V + 1/3 \sum L_H}{\Delta H}$$

$$\Delta H \cdot C_L \leq \sum L_V + 1/3 \sum L_H$$

$$\begin{aligned} \Delta H \text{ saat banjir} &= 78,452 - 74 \\ &= 4,47 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta H \text{ saat banjir} &= 76,98 - 74 \\ &= 3,02 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 6. 1 Harga Minimum Angka Rembesan Lane (C_L)

Uraian	C_L
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

Tabel 6. 2 Perhitungan Panjang Bidang yang Dilalui Rembesan Air (Creep Lane)

Titik Point	Garis Line	PANJANG REMBESAN			(Vertikal + 1/3 Horizontal)
		Vertikal	Horizontal	1/3 Horizontal	
		m	m	m	m
A0	A0-A1	1.80			1.80
A1	A1-A2		0.50	0.17	0.17
A2	A2-A3	1.40			1.40
A3	A3-A4		2.25	0.75	0.75
A4	A4-A5	1.40			1.40
A5	A5-A6		0.50	0.17	0.17
A6	A6-A7	1.40			1.40
A7	A7-A8		2.50	0.83	0.83
A8	A8-A9	1.40			1.40
A9	A9-A10		0.50	0.17	0.17
A10	A10-A11	1.40			1.40
A11	A11-A12		2.50	0.83	0.83
A12	A12-A13	1.40			1.40
A13	A13-A14		0.50	0.17	0.17
A14	A14-A15	1.40			1.40
A15	A15-A		2.50	0.83	0.83
A	A-B	2.94			2.94
B	B-C		1.00	0.33	0.33
C	C-D	1.00			1.00
D	D-E		2.70	0.90	0.90
E	E-F	1.00			1.00
F	F-G		1.00	0.33	0.33
G	G-H	1.00			1.00
H	H-I		1.00	0.33	0.33
I	I-J	1.00			1.00
J	J-K		5.98	1.99	1.99
K	K-L	1.00			1.00
L	L-M		1.00	0.33	0.33
M	M-N	4.32			4.32
N					
JUMLAH		23.86	24.43	8.14	32.00

Saat air normal

$$\begin{aligned}\Delta H \cdot C_L &\leq \sum L_V + 1/3 \sum L_H \\ 3,02 \times 2,5 &\leq 32 \\ 7,54 &\leq 32 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Saat air banjir

$$\begin{aligned}\Delta H \cdot C_L &\leq \sum L_V + 1/3 \sum L_H \\ 4,47 \times 3,02 &\leq 32 \\ 11,17 &\leq 32 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

6.2 Perhitungan Tekanan Gaya ke Atas

Gaya ke atas adalah gaya menekan bidang pada bendung ke arah vertical. Besarnya gaya yang bekerja pada tiap-tiap bidang dapat dicari dengan menghitung tekanan pada titik titik sudut

$$U_x = (h_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H) \gamma_w$$

$$L_x = L_v + 1/3 L_v$$

U_x = gaya tekanan ke atas di titik x (ton/m²)

H_x = tinggi air upstream bendung sampai titik x (m)

L_x = jarak sepanjang bidang kontak dari elevasi muka air upstream sampai titik x (m)

L = panjang total bidang kontak (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

L_v = panjang bidang vertikal (m)

L_H = panjang bidang horizontal (m)

Tabel 6. 3 Up-Lift Presure Saat Air Setinggi Mercu dan Banjir

garis lane	Lx	L	Saat normal			Saat banjir		
			Hx	ΔH	Ux	Hx	ΔH	Ux
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
A0	0.00	32.00	3.40	3.02	3.40	4.85	4.47	4.85
A-B	18.46	32.00	4.90	3.02	3.16	6.35	4.47	3.78
B-C	18.79	32.00	4.90	3.02	3.13	6.35	4.47	3.73
C-D	19.79	32.00	3.90	3.02	2.03	5.35	4.47	2.59
D-E	20.69	32.00	3.90	3.02	1.95	5.35	4.47	2.46
E-F	21.69	32.00	4.90	3.02	2.86	6.35	4.47	3.32
F-G	22.02	32.00	4.90	3.02	2.82	6.35	4.47	3.28
G-H	23.02	32.00	5.90	3.02	3.73	7.35	4.47	4.14
H-I	23.36	32.00	5.90	3.02	3.70	7.35	4.47	4.09
I-J	24.36	32.00	5.10	3.02	2.80	6.55	4.47	3.15
J-K	26.35	32.00	5.10	3.02	2.62	6.55	4.47	2.87
K-L	27.35	32.00	5.90	3.02	3.32	7.35	4.47	3.53
L-M	27.68	32.00	5.90	3.02	3.29	7.35	4.47	3.49
M-N	32.00	32.00	3.02	3.02	0.00	4.47	4.47	0.00

6.3 Perencanaan dan Kontrol Tebal Kolam Olak

Tebal kolam olak direncanakan 2 m, perumusan yang dipakai adalah

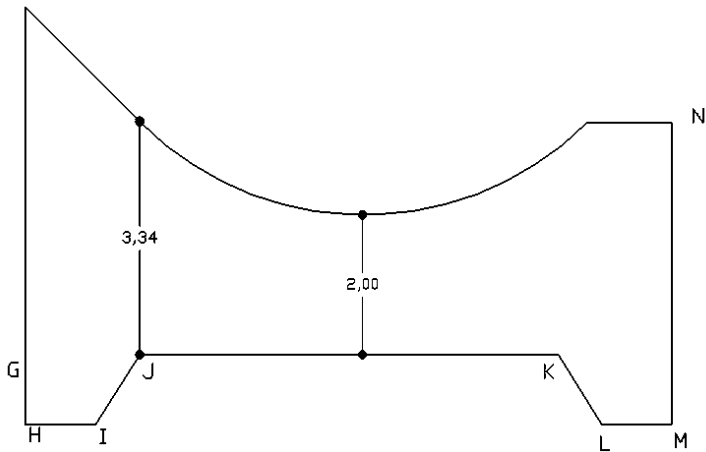
$$Tx > \frac{Ux}{\gamma_{pas}}$$

Dimana

Tx = tebal lantai di titik x (m)

Ux = gaya angkat pada titik x (T/m²)

γ_{pas} = berat jenis pasangan batu kali (2,2 T/m²)



Gambar 6. 1 Sketsa Gambar Kolam Olak

Saat Normal

Kontrol potongan J-J'

$$Tx > \frac{Ux}{\gamma_{pas}}$$

$$3,34 > \frac{2,805}{2,2}$$

$$3,34 > 1,27 \text{ (OK)}$$

Kontrol potongan 1-1'

$$Tx > \frac{Ux}{\gamma_{pas}}$$

$$2 > \frac{2,617}{2,2}$$

$$2 > 1,19 \text{ (OK)}$$

Saat Banjir

Kontrol potongan J-J'

$$Tx > \frac{Ux}{\gamma_{pas}}$$

$$3,34 > \frac{2,943}{2,2}$$

$$3,34 > 1,34 \text{ (OK)}$$

Kontrol potongan 1-1'

$$Tx > \frac{Ux}{\gamma_{pas}}$$

$$2 > \frac{2,822}{2,2}$$

$$2 > 1,28 \text{ (OK)}$$

6.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

$$\Phi = 4,9$$

$$N_c = 7,3$$

$$N_q = 1,6$$

$$N_\gamma = 0,5$$

$$C = 0,487$$

$$\gamma_t = 1,598$$

$$\gamma_{sat} = 1,88$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\gamma' = 2,0 - 1$$

$$\gamma' = 1$$

Perhitungan q

$$q = \gamma_t \times D_f$$

$$q = 1,598 \times 11$$

$$q = 17,578$$

Perhitungan q ult

$$q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,3 \times 0,487 \times 7,3 + 16,8 \times 1,6 + 0,4 \times 1 \times 9,06 \times 0,5$$

$$q_{ult} = 34,56 \text{ T/m}^2$$

Perhitungan daya dukung ijin tanah

$$\bar{\sigma} = \frac{q_u}{SF}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{34,56}{2}$$

$$\bar{\sigma} = 17,28 \text{ T/m}^2$$

6.5 Perhitungan Stabilitas Bendung

6.6.1 Tekanan Akibat Bendung

Untuk memudahkan perhitungan potongan memanjang bendung dibagi –bagi dalam bentuk segi tiga dan segi empat sedangkan gaya berat adalah berat dari konstruksi bendung itu sendiri dengan arah vertikal ke bawah yang garis kerjanya melewati titik berat dari konstruksi itu sendiri.

Titik berat konstruksi bendung

Terhadap sumbu X

$$Y = \frac{\sum Mx}{\sum h}$$

Terhadap sumbu Y

$$X = \frac{\sum My}{\sum v}$$

6.6.2 Tekanan Hidrostatik

Gaya tekanan air setinggi mercu dan dibelakang bendung pada kolam olak dalam keadaan berisi air.

Perumusan yang digunakan

$$W = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2$$

Dimana:

W = Tekanan hidrostatik (t)

γ_w = berat jenis air

H = tinggi air

6.6.3 Tekanan Akibat Tanah

Endapan sedimen atau lumpur setinggi mercu terjadi setelah bendung dioperasikan, dan akan memberikan tekanan pada tubuh bendung

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times h^2 \times k_a$$

Dimana:

- P = Tekanan akibat adanya lumpur
 γ_{sub} = Berat volume lumpur dalam keadaan terendam air (t/m³)
 h = tinggi endapan lumpur
 Ka = koefisien tekanan lumpur aktif

Rumus tekan lumpur dengan metode Rankine

:

- Tekanan tanah aktif (Pa)

$$Pa = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times h^2 \times Ka$$

Dimana

$$Ka = tg^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right]$$

$$Ka = tg^2 \left[45^\circ - \frac{4,9}{2} \right]$$

$$Ka = 0,917$$

- Tekanan tanah pasif (Pp)

$$Pp = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times h^2 \times Kp$$

Dimana:

$$Kp = tg^2 \left[45^\circ + \frac{\phi}{2} \right]$$

$$Kp = tg^2 \left[45^\circ + \frac{4,9}{2} \right]$$

$$Kp = 1,089$$

6.6.4 Beban Akibat Gempa

Koefisien gempa dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$ad = n \times (ac \times Z)^m$$

$$e = \frac{ad}{g}$$

Dimana:

- ad = percepatan gempa rencana (cm/det)
 n, m = koefisien untuk jenis tanah
 ac = percepatan kejut dasar (cm²/det)
 e = Koefisien gempa
 g = percepatan gravitasi
 Z = faktor yang tergantung pada letak geografis

Untuk nilai koefisien n dan m seperti pada tabel berikut

Jenis	n	m
Batu	2,67	0,71
Divilium	0,87	1,05
Aluvium	1,5	0,89
Aluvium Lunak	0,29	1,32

Periode Ulang (Tahun)	ac (gal=cm.det ²)
20	85
100	160
500	225
1000	275

Perhitungan koefisien gempa (E) didaerah bendung ngetos adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 n &= 2,76 \\
 m &= 0,71 \\
 ac &= 113,142 \\
 Z &= 1 \\
 g &= 9,8 \text{ m/s}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned}
 ad &= 2,76 \times (113,142 \times 1)^{0,71} \\
 ad &= 0,08
 \end{aligned}$$

6.6.5 Stabilitas Pada Saat Air Setinggi Mercu

Kontrol stabilitas pada saat air setinggi mercu dilakukan pada seluruh tubuh bendung dan pada tempat yang paling kritis terhadap geser dan guling yaitu pada bagian mercu bendung

6.6.5.1 Kontrol stabilitas yang Terjadi pada Seluruh Tubuh Bendung

Tabel 6. 4 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
BERAT KONSTRUKSI			
G1	-9.900	12.43	-123.057
G2	-5.478	11.02	-60.368
G3	-11.291	12.53	-141.474
G4	-10.032	8.60	-86.279
G5	-8.770	9.09	-79.720
	-4.598	6.52	-29.979
G6	-3.543	0.61	-2.161
	-4.598	2.80	-12.874
G7	-31.746	7.22	-229.206
G8	-2.200	13.93	-30.646
	-0.550	13.27	-7.299
G9	-22.506	5.12	-115.231
G10	-2.200	8.74	-19.228
	-0.550	8.06	-4.433
G11	-2.200	1.17	-2.574
	-0.550	0.50	-0.275
	-120.712		-944.804
GAYA UP LIFT			
U1	3.129	13.93	43.590
	0.016	14.1	0.221

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
U2	1.017	13.18	13.411
	0.274	13.27	3.630
U3	5.265	11.58	60.974
	0.115	12.03	1.377
U4	3.699	9.73	35.990
	0.016	9.9	0.155
U5	3.699	8.73	32.291
	0.016	8.9	0.140
U6	1.767	7.92	13.994
	0.282	8.06	2.270
U7	15.648	4.62	72.295
	0.562	3.23	1.814
U8	1.649	1.31	2.160
	0.222	1.21	0.269
U9	3.291	0.50	1.646
	0.016	0.67	0.011
	40.682		286.239
BERAT AIR			
W1	-4.500	12.43	-55.935
	-4.500		-55.935
BERAT LUMPUR			
P1	-7.425	12.43	-92.293
	-7.425		-92.293
$\Sigma V =$	-91.956	$\Sigma MV =$	-806.792

Tabel 6. 5 Perhitungan gaya horisontal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
GAYA GEMPA			
G1	0.792	6.34	5.021
G2	0.438	5.84	2.559
G3	0.903	3.67	3.315
G4	0.803	5.84	4.687
G5	0.702	3.66	2.568
	0.368	3.40	1.251
G6	0.283	3.66	1.037
	0.368	3.40	1.251
G7	2.540	2.50	6.349
G8	0.176	1.50	0.264
	0.044	1.67	0.073
G9	1.800	0.67	1.206
G10	0.176	0.50	0.088
	0.044	0.67	0.029
G11	0.176	0.50	0.088
	9.393		29.670
TEKANAN AIR			
W2	4.500	5.34	24.030
W3	9.000	2.44	21.960
	4.500	0.83	3.735
W4	-9.331	1.94	-18.103
	8.669		31.622
TEKANAN TANAH			
Pa	12.681	1.446	18.337
Pp	-17.697	1.44	-25.483
	-5.0155		-7.146

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
TEKANAN LUMPUR			
	1.8563	4.34	8.056
$\Sigma H =$	14.902	$\Sigma MH =$	62.203

Dari perhitungan didapat gaya-gaya resultan, tidak termasuk tekanan tanah vertical dan gesek

$$\begin{aligned}\Sigma V &= -91,956T & \Sigma MV &= -806,792Tm \\ \Sigma H &= 14,903T & \Sigma MH &= 62,203Tm \\ & & M_o &= -744,589 Tm\end{aligned}$$

Garis tangkap resultan gaya

$$Y = \frac{\Sigma MH}{\Sigma H} = \frac{62,203}{14,903} = 4,17 \text{ m}$$

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma V} = \frac{806,792}{91,956} = 8,77 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{arc.tg} \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

$$\alpha = \text{arc.tg} \frac{14,903}{91,956}$$

$$\alpha = 9,21$$

$$e = \text{tg}(\alpha.Y)$$

$$e = \text{tg}(9,21 \times 4,17)$$

$$e = 0,793$$

$$Rx = X - e$$

$$Rx = 8,77 - 0,793 = 7,98 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} = \frac{14,43}{3} = 4,81 \text{ m}$$

$$4,81 \text{ m} < 7,98 \text{ m (OK)}$$

Tabel 6. 6 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang bekerja pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal

Gaya yang bekerja	Tahan		Guling	
	Gaya	MT	Gaya	MG
	(Ton)	(Ton.m)	(Ton)	(Ton.m)
Beban Sendiri	120.71	944.80		
Up Lift			40.68	286.24
Gempa	9.39	18.69		
Tekanan Air	9.33	18.10	18.00	49.73
Tekanan Lumpur	7.43	92.29	1.86	8.06
Tekanan Tanah	12.68	18.34	12.68	18.34
Berat Air	4.50	55.94		
JUMLAH	164.04	1148.16	73.22	362.36

Kontrol stabilitas pada saat debit normal dan kolam olak dalam kondisi kosong

1. Terhadap Guling

$$\frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,5$$

$$\frac{1148}{362,36} \geq 1,5$$

$$3,169 \geq 1,5$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Guling

2. Terhadap Geser

$$\frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1,3$$

$$\frac{0,75 \times 91,956}{14,903} \geq 1,3$$

$$4,13 \geq 1,3$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Geser

3. Terhadap Eksentrisitas

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Mo}{\sum V}$$

$$\frac{B}{2} - \frac{Mo}{\sum V} < \frac{B}{6}$$

$$\frac{14,33}{2} - \frac{744,589}{91,956} < \frac{14,43}{6}$$

$$-0,882 < 2,405$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Eksentrisitas

4. Terhadap Turun

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{91,956}{14,43} \left(1 + \frac{6 \times 0,793}{14,43} \right)$$

$$\sigma_1 = 8,474 < 17,28 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{64,603}{14,43} \left(1 - \frac{6 \times 0,9793}{14,43} \right)$$

$$\sigma_2 = 4,271 > 0 \text{ T/m}^2$$

5. Terhadap Retak

$$\alpha = \frac{\sum H. \bar{y} + \sum V. \bar{x}}{\sum V}$$

$$\alpha = \frac{14,903 \times 4,17 + 91,956 \times 8,77}{91,956}$$

$$\alpha = 9,451$$

Syarat

$$\frac{1}{3}B < \alpha < \frac{2}{3}B$$

$$4,81 < 9,451 < 9,62$$

6.6.5.2 Kontrol Stabilitas yang Terjadi pada Mercu Bendung

Tabel 6. 7 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada mercu bendung saat muka air normal

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
BERAT KONSTRUKSI			
G1	-9.900	4.83	-47.817
G2	-5.478	3.41	-18.680
G3	-9.900	2.00	-19.800
G4	-35.161	3.41	-119.898
G5	-2.200	6.33	-13.926
	-0.550	5.66	-3.113
	-63.189		-223.234
GAYA UP LIFT			
U1	3.129	6.330	19.808
	0.016	6.500	0.102
U2	1.017	5.580	5.678
Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
	0.274	5.660	1.548
U3	5.265	3.980	20.957
	0.115	4.430	0.507
	9.816		48.600
BERAT AIR			
W1	-4.500	5.83	-26.235
	-4.500		-26.235
BERAT LUMPUR			
P1	-7.425	5.83	-43.288
	-7.425		-43.288
$\Sigma V =$	-65.30	$\Sigma MV =$	-244.16

Tabel 6. 8 Perhitungan gaya horizontal dan Momen pada mercu bendung saat muka air normal

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
GAYA GEMPA			
G1	0.792	3.34	2.645
G2	0.438	3.84	1.683
G3	0.792	3.34	2.645
G4	2.813	1.17	3.291
G5	0.176	0.50	0.088
	0.044	0.33	0.015
	5.055		10.367
TEKANAN AIR			
W2	4.500	3.34	15.030
W3	9.000	0.44	3.960
	4.500	0.06	0.270
	18.000		19.260
TEKANAN TANAH			
Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
Pa	7.199	1.09	7.847
TEKANAN LUMPUR			
P2	1.8563	4.34	8.056
$\Sigma H =$	32.11	$\Sigma MH =$	45.53

Dari perhitungan didapat gaya-gaya resultan, tidak termasuk tekanan tanah vertical dan gesek

$$\Sigma V = -65,298 \text{ T} \qquad \Sigma MV = -244,157 \text{ Tm}$$

$$\Sigma H = 32,110 \text{ T} \qquad \Sigma MH = 45,53 \text{ Tm}$$

$$M_o = -198,63 \text{ Tm}$$

Garis tangkap resultan gaya

$$Y = \frac{\sum MH}{\sum H} = \frac{45,53}{32,11} = 1,42 \text{ m}$$

$$X = \frac{\sum MV}{\sum V} = \frac{244,157}{65,289} = 3,74 \text{ m}$$

$$\alpha = \arctan \frac{\sum H}{\sum V}$$

$$\alpha = \arctan \frac{32,11}{65,298}$$

$$\alpha = 26,19$$

$$e = \tan(\alpha \cdot Y)$$

$$e = \tan(26,19 \times 1,42)$$

$$e = 0,757$$

$$Rx = X - e$$

$$Rx = 3,73 - 0,757 = 2,98$$

$$\frac{B}{3} = \frac{6,83}{3} = 2,27 \text{ m}$$

$$2,27 \text{ m} < 2,98 \text{ m (OK)}$$

Tabel 6. 9 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang bekerja pada mercu bendung saat muka air normal

Gaya yang bekerja	Tahan		Guling	
	Gaya (Ton)	MT (Ton.m)	Gaya (Ton)	MG (Ton.m)
Beban Sendiri	63.19	244.16		
Up Lift			9.82	48.60
Gempa	5.06	10.37		
Tekanan Air			18.00	19.26
Tekanan Lumpur	7.43	43.29	1.86	8.06
Tekanan Tanah			7.20	7.85
Berat Air	4.50	26.24		
JUMLAH	80.17	324.05	36.87	83.76

Kontrol stabilitas pada saat debit normal dan kolam olak dalam kondisi kosong

1. Terhadap Guling

$$\frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,5$$

$$\frac{324}{83,76} \geq 1,5$$

$$3,869 \geq 1,5$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Guling

2. Terhadap Geser

$$\frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1,3$$

$$\frac{0,75 \times 65,298}{32,11} \geq 1,3$$

$$1,525 \geq 1,3$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Geser

3. Terhadap Eksentrisitas

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Mo}{\sum V}$$

$$\frac{B}{2} - \frac{Mo}{\sum V} < \frac{B}{6}$$

$$\frac{6,83}{2} - \frac{198,627}{65,298} < \frac{6,83}{6}$$

$$0,373 < 1,138$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Eksentrisitas

4. Terhadap Turun

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{65,298}{6,83} \left(1 + \frac{6 \times 0,373}{6,83} \right)$$

$$\sigma_1 = 15,919 < 17,28 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{65,298}{6,83} \left(1 - \frac{6 \times 0,373}{6,83} \right)$$

$$\sigma_2 = 3,202 > 0 \text{ T/m}^2$$

5. Terhadap Retak

$$\alpha = \frac{\sum H. \bar{y} + \sum V. \bar{x}}{\sum V}$$

$$\alpha = \frac{31,1103 \times 1,42 + 65,298 \times 3,74}{65,298}$$

$$\alpha = 9,451$$

Syarat

$$\frac{1}{3}B < \alpha < \frac{2}{3}B$$

$$2,277 < 4,463 < 4,553$$

6.6.6 Stabilitas Pada Saat Banjir Rencana

6.6.6.1 Kontrol stabilitas yang Terjadi pada Seluruh Tubuh Bendung

Tabel 6. 10 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air banjir

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
BERAT KONSTRUKSI			
G1	-9.900	12.430	-123.057
G2	-5.478	11.020	-60.368
G3	-11.291	12.530	-141.474
G4	-10.032	8.600	-86.279
G5	-8.770	9.090	-79.720
	-4.598	6.520	-29.979
G6	-3.543	0.610	-2.161
	-4.598	2.800	-12.874

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
G7	-31.746	7.220	-229.206
G8	-2.200	13.930	-30.646
	-0.550	13.270	-7.299
G9	-22.506	5.120	-115.231
G10	-2.200	8.740	-19.228
	-0.550	8.060	-4.433
G11	-2.200	1.170	-2.574
	-0.550	0.500	-0.275
	-120.712		-944.804
GAYA UP LIFT			
U1	3.778	13.93	52.625
	0.024	14.1	0.337
U2	1.317	13.18	17.361
	0.286	13.27	3.793
U3	6.765	11.58	78.337
	0.174	12.03	2.095
U4	4.123	9.73	40.120
	0.024	9.9	0.236
U5	4.123	8.73	35.996
	0.024	8.9	0.213
U6	2.003	7.92	15.867
	0.297	8.06	2.395
U7	17.308	4.62	79.962
	0.854	3.23	2.759
U8	1.823	1.31	2.389
	0.207	1.21	0.250
U9	3.503	0.50	1.752
	0.024	0.67	0.016
	46.658		336.504

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
Berat Air			
W1	-4.500	12.43	-55.935
W5	-0.928	13.43	-12.466
	-2.800	12.43	-34.804
W6	-0.900	10.97	-9.873
W7	-0.378	10.02	-3.788
	-0.376	9.50	-3.572
W8	-0.321	8.97	-2.881
W9	-2.3075	8.3	-19.152
W10	-16.3	3.79	-61.777
W11	-0.8686	6.71	-5.828
	-4.9	4.4	-21.560
	-0.8686	2.1	-1.824
	-35.448		-233.460
BERAT LUMPUR			
P1	-7.425	9.86	-73.211
	-7.425		-73.211
$\Sigma V =$	-119.727	$\Sigma MV =$	-949.774

Tabel 6. 11 Perhitungan gaya horisontal dan Momen pada seluruh tubuh bendung saat muka air banjir

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
GAYA GEMPA			
G1	0.792	6.34	5.021
G2	0.438	5.84	2.559
G3	0.903	3.67	3.315

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
G4	0.803	5.84	4.687
G5	0.702	3.66	2.568
	0.368	3.40	1.251
G6	0.283	3.66	1.037
	0.368	3.40	1.251
G7	2.540	2.50	6.349
G8	0.176	1.50	0.264
	0.044	1.67	0.073
G9	1.800	0.67	1.206
G10	0.176	0.50	0.088
	0.044	0.67	0.029
G11	0.176	0.50	0.088
	9.613		29.788
TEKANAN AIR			
W2	4.500	5.34	24.030
Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
W3	13.350	2.44	32.574
	4.500	0.83	3.735
W4	-20.930	1.94	-40.605
	1.420		19.734
TEKANAN TANAH			
Pa	12.681	1.446	18.337
Pp	-17.697	1.44	-25.483
	-5.0155		-7.146
TEKANAN LUMPUR			
	1.8563	4.34	8.056
ΣH =	7.8732		50.4315

Dari perhitungan didapat gaya-gaya resultan, tidak termasuk tekanan tanah vertical dan gesek

$$\begin{aligned}\sum V &= -119,727 \text{ T} & \sum MV &= -949,774 \text{ Tm} \\ \sum H &= 7,87 \text{ T} & \sum MH &= 50,432 \text{ Tm} \\ & & M_o &= -899,34 \text{ Tm}\end{aligned}$$

Garis tangkap resultan gaya

$$\begin{aligned}Y &= \frac{\sum MH}{\sum H} = \frac{50,432}{7,87} = 6,41 \text{ m} \\ X &= \frac{\sum MV}{\sum V} = \frac{949,774}{50,432} = 79,938 \text{ m} \\ \alpha &= \arctan \frac{\sum H}{\sum V} \\ \alpha &= \arctan \frac{7,87}{119,727} \\ \alpha &= 3,76 \\ e &= \tan(\alpha \cdot Y) \\ e &= \tan(3,76 \times 6,41) \\ e &= 0,447 \\ Rx &= X - e \\ Rx &= 7,938 - 0,447 = 7,486 \text{ m} \\ \frac{B}{3} &= \frac{14,43}{3} = 4,81 \text{ m} \\ 4,81 \text{ m} &< 7,486 \text{ m (OK)}\end{aligned}$$

Tabel 6. 12 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang bekerja pada seluruh tubuh bendung saat muka air normal

Gaya yang bekerja	Tahan		Guling	
	Gaya	MT	Gaya	MG
	(Ton)	(Ton.m)	(Ton)	(Ton.m)
Beban Sendiri	120.71	944.80		

Gaya yang bekerja	Tahan		Guling	
	Gaya	MT	Gaya	MG
	(Ton)	(Ton.m)	(Ton)	(Ton.m)
Up Lift			46.66	336.50
Gempa	9.61	29.79		
Tekanan Air	20.93	40.61	22.35	60.34
Tekanan Lumpur	7.43	73.21	1.86	8.06
Tekanan Tanah	17.70	25.48	12.68	18.34
Berat Air	35.45	233.46		
JUMLAH	211.83	1347.35	83.55	423.24

Kontrol stabilitas pada saat debit normal dan kolam olak dalam kondisi kosong

1. Terhadap Guling

$$\frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,5$$

$$\frac{1347,35}{423,24} \geq 1,5$$

$$3,183 \geq 1,5$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Guling

2. Terhadap Geser

$$\frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1,3$$

$$\frac{0,75 \times 119,727}{7,873} \geq 1,3$$

$$11,41 \geq 1,3$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Geser

3. Terhadap Eksentrisitas

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Mo}{\sum V}$$

$$\frac{B}{2} - \frac{Mo}{\sum V} < \frac{B}{6}$$

$$\frac{14,33}{2} - \frac{899,343}{119,727} < \frac{14,43}{6}$$

$$-0,297 < 2,405$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Eksentrisitas

4. Terhadap Turun

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{119,727}{14,43} \left(1 + \frac{6 \times 0,447}{14,43} \right)$$

$$\sigma_1 = 9,840 < 17,28 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{119,727}{14,43} \left(1 - \frac{6 \times 0,447}{14,43} \right)$$

$$\sigma_2 = 6,754 > 0 \text{ T/m}^2$$

5. Terhadap Retak

$$\alpha = \frac{\sum H.Y + \sum V.X}{\sum V}$$

$$\alpha = \frac{7,87 \times 6,41 + 119,727 \times 7,93}{119,727}$$

$$\alpha = 8,354$$

Syarat

$$\frac{1}{3}B < \alpha < \frac{2}{3}B$$

$$4,81 < 8,354 < 9,62$$

6.6.6.2 Kontrol Stabilitas yang Terjadi pada Mercu Bendung

Tabel 6. 13 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada mercu bendung saat muka air banjir

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
BERAT KONSTRUKSI			
G1	-9.900	4.83	-47.817
G2	-5.478	3.41	-18.680
G3	-9.900	2.00	-19.800
G4	-35.161	3.41	-119.898
G5	-2.200	6.33	-13.926
	-0.550	5.66	-3.113
	-63.189		-223.234
GAYA UP LIFT			
U1	3.778	6.330	23.914
	0.024	6.500	0.155
U2	1.317	5.580	7.350
	0.286	5.660	1.618
U3	6.765	3.980	26.924
	0.174	4.430	0.771
	12.344		60.733
BERAT AIR			
W1	-4.500	5.83	-26.235
W5	-0.928	5.83	-5.411
	-2.800	5.33	-14.924
W6	-0.900	3.11	-2.799
W7	-0.378	2.42	-0.915
	-0.376	1.9	-0.714
W8	-0.321	1.37	-0.440
W9	-2.308	0.7	-1.615

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
	-12.511		-53.054
BERAT LUMPUR			
P1	-7.425	5.83	-43.288
	-7.425		-43.288
$\Sigma V =$	-70.78	$\Sigma MV =$	-258.84

Tabel 6. 14 Perhitungan gaya horizontal dan Momen pada mercu bendung saat muka air banjir

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
GAYA GEMPA			
G1	0.792	3.34	2.645
G2	0.438	3.84	1.683
G3	0.792	3.34	2.645
G4	2.813	1.17	3.291
G5	0.176	0.50	0.088
	0.044	0.33	0.015
	5.055		10.367
TEKANAN AIR			
W2	4.500	3.83	17.235
W3	13.083	0.44	5.757
	4.500	0	0.000
Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
	22.083		22.992
TEKANAN TANAH			
Pa	7.199	1.09	7.847

Gaya	Gaya	Panjang Lengan	Momen
	(Ton)	(m)	(Ton.m)
TEKANAN LUMPUR			
P2	1.8563	4.34	8.056
	1.8563		8.056
ΣH =	36.19	ΣMH =	49.26

Dari perhitungan didapat gaya-gaya resultan, tidak termasuk tekanan tanah vertical dan gesek

$$\begin{aligned}\Sigma V &= -70,781 \text{ T} & \Sigma MV &= -258,84 \text{ Tm} \\ \Sigma H &= 36,193 \text{ T} & \Sigma MH &= 49,26 \text{ Tm} \\ & & M_o &= -209.58 \text{ Tm}\end{aligned}$$

Garis tangkap resultan gaya

$$Y = \frac{\Sigma MH}{\Sigma H} = \frac{49,261}{36,193} = 1,36 \text{ m}$$

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma V} = \frac{258,84}{70,781} = 3,66 \text{ m}$$

$$\alpha = \arctg \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

$$\alpha = \arctg \frac{36,193}{70,781}$$

$$\alpha = 27,08$$

$$e = \operatorname{tg}(\alpha \cdot Y)$$

$$e = \operatorname{tg}(27,08 \times 1,36)$$

$$e = 0,750$$

$$R_x = X - e$$

$$R_x = 3,66 - 0,750 = 3,001 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} = \frac{6,83}{3} = 2,27 \text{ m}$$

$$2,27 \text{ m} < 2,907 \text{ m (OK)}$$

Tabel 6. 15 Perhitungan gaya vertikal dan Momen pada mercu bendung saat muka air Banjir

Gaya yang bekerja	Tahan		Guling	
	Gaya	MT	Gaya	MG
	(Ton)	(Ton.m)	(Ton)	(Ton.m)
Beban Sendiri	63.19	223.23		
Up Lift			12.34	60.73
Gempa	5.06	10.37		
Tekanan Air			22.08	22.99
Tekanan Lumpur	7.43	43.29	1.86	8.06
Tekanan Tanah			7.20	7.85
Berat Air	12.51	53.05		
JUMLAH	88.18	329.94	43.48	99.63

Kontrol stabilitas pada saat debit normal dan kolam olak dalam kondisi kosong

1. Terhadap Guling

$$\frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,5$$

$$\frac{329,94}{99,63} \geq 1,5$$

$$3,312 \geq 1,5$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Guling

2. Terhadap Geser

$$\frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \geq 1,3$$

$$\frac{0,75 \times 70,781}{36,193} \geq 1,3$$

$$1,467 \geq 1,3$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Geser

3. Terhadap Eksentrisitas

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_o}{\sum V}$$

$$\frac{B}{2} - \frac{Mo}{\Sigma V} < \frac{B}{6}$$

$$\frac{6,83}{2} - \frac{209,582}{70,781} < \frac{6,83}{6}$$

$$0,454 < 1,138$$

Konstruksi Bendung aman terhadap Eksentrisitas

4. Terhadap Turun

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{70,781}{6,83} \left(1 + \frac{6 \times 0,750}{6,83} \right)$$

$$\sigma_1 = 16,61 < 17,28 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{70,781}{6,83} \left(1 - \frac{6 \times 0,750}{6,83} \right)$$

$$\sigma_2 = 3,613 > 0 \text{ T/m}^2$$

5. Terhadap Retak

$$\alpha = \frac{\Sigma H.Y + \Sigma V.X}{\Sigma V}$$

$$\alpha = \frac{36,193 \times 1,36 + 70,781 \times 3,78}{70,781}$$

$$\alpha = 4,483$$

Syarat

$$\frac{1}{3}B < \alpha < \frac{2}{3}B$$

$$2,277 < 4,353 < 4,553$$

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB 7

KESIMPULAN

Kesimpulan yang dapat kami ambil, dalam perhitungan perencanaan bendung tetap di desa gemarang adalah sebagai berikut

- a. Debit banjir rencana metode nakayasu untuk periode ulang 50 tahun sebesar 61,056 m³/det.
- b. Dimensi Bendung
Lebar Efektif = 14,5 m
- c. Mercu bendung
Tipe = Bulat
Tinggi Bendung = 3 m
- d. Kolam Olak
Tipe = Bak Tenggelam
Jari-jari bak = 4,5 m
Tinggi air minimum = 2,57 m
- e. Dari hasil perhitungan dan analisa stabilitas dari struktur tubuh bendung baik pada saat muka air setinggi mercu maupu pada saat muka air banjir dapat ditarik kesimpulan tubuh bendung tahan dan aman terhadap gaya geser, gaya guling, terhadap retak serta terhadap turun.



ASISTENSI PROYEK AKHIR

Nama : Eric Thomas M Haekal Rizky A
NRP : 3112030003 3112030011
Judul Tugas Akhir : PERENCANAAN BENDUNG TETAP UNTUK JARINGAN IRIGASI
 GEMARANG KELAMATAN KEDUNGGAJAH KABUPATEN NGAWI
 Dr. Kuntjoro MT.
Dosen Pembimbing : IR.Rr. Saptarita Kusumawati Margono

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	26/2-15	hal 9				
		Peta Topografi				
		data stat.		B	C	K
		hal 22-26	fr	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		hal 27				
2	23/3-15	cek elev Top				
		DAS ?		B	C	K
		cek Q of Sungai	fr	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		elev Sungai				
3	7/4-15	logaritma				
		X Kurang plus di	fr	B	C	K
		logaritma		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	5/5-15	cek hit ?				
		gambel ?	fr			
		logaritma stat		B	C	K
		→ hit ?		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	28/5	- Terasan ketersediaan dan				
		Kebutuhan air.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	8/6 15	- Tembak pantiun eleri				
		bendung				

Ket. :
 D = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



ASISTENSI PROYEK AKHIR

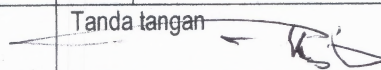

Nama
NRP
Judul Tugas Akhir

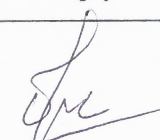
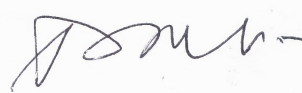
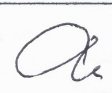
: Eric Thomas M Haikal Rizky A
 : 3112030003 3112030011
 : PERENCANAAN BENDUNG TETAP UNTUK JARINGAN IRIGASI
 GEMARANG KECAMATAN KEDUNGGAJAR KAB. NGAWI
 : Dr. Kuntoro, MT
 : Ir. Rr Saptarita Kusumawati Margono

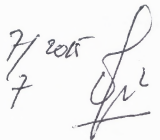

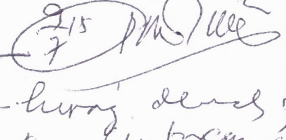
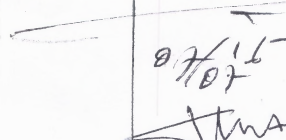
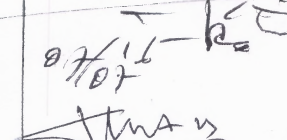
Dosen Pembimbing



No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
7	10/06/2015	Peti laporan mudi - debit labuhan - debit keturusan - Volume tampakan - Tinggi bendung - Perencanaan bendung				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	12/06/2015	Perencanaan Bendung				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	18/06/2015	Perencanaan Bendung - Check keturusan - Detektor TA				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10	24/06/2015	Titik Qanda Perhitungan tinggi bendung Kontur back water				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

Judul Proyek Akhir		Perencanaan Bendung Tetap Untuk Jaringan Irigasi Gemarang Kec. Kedunggalar Kab. Ngawi.	
Nama Mahasiswa 1	ERIC THOMAS M	NRP	3112030003
Nama Mahasiswa 2	HAEKAL RIZKY	NRP	3112030011
Dosen Pembimbing 1 Nip:	Dr. Ir. Kuntjoro, MT. 19580629 198703 1 002	Tanda tangan 	
Dosen Pembimbing 2 Nip:	Ir. Saptarita K. M. 19530907 198403 2 001	Tanda tangan 	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<p>1) ke ii 30 H₀ . n₀₂ K₀₂ d₀₂ ke 1 - 40 H₀</p> <p>2) ke ii 30 H₀ → take panjang ben kepaen tabel</p> <p>3) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>4) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>5) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>6) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>7) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>8) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>9) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>10) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>11) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>12) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>13) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>14) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>15) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>16) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>17) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>18) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>19) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>20) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>21) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>22) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>23) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>24) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>25) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>26) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>27) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>28) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>29) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>30) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>31) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>32) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>33) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>34) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>35) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>36) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>37) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>38) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>39) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>40) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>41) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>42) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>43) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>44) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>45) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>46) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>47) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>48) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>49) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>50) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>51) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>52) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>53) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>54) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>55) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>56) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>57) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>58) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>59) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>60) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>61) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>62) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>63) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>64) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>65) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>66) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>67) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>68) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>69) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>70) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>71) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>72) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>73) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>74) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>75) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>76) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>77) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>78) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>79) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>80) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>81) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>82) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>83) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>84) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>85) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>86) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>87) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>88) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>89) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>90) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>91) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>92) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>93) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>94) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>95) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>96) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>97) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>98) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>99) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p> <p>100) ke 74 → how keep any ke 77 → ke Polatam</p>	<p></p> <p>Ir. Pudiastuti.</p> <p>NIP 19501015 198203 2 001</p> <p></p> <p>Dr. Ir. Suharjo, MT.</p> <p>NIP 19560119 198403 1 001</p> <p></p> <p>Ir. Choirul Anwar.</p> <p>NIP 19520114 198803 1 001</p> <p>NIP</p>

PERSETUJUAN HASIL REVISI				
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4	Dosen Pembimbing
				
Ir. Pudiastuti.	Dr. Ir. Suharjo, MT.	Ir. Choirul Anwar.		Dr. Ir. Kuntjoro, MT./ Rr. Ir. Saptarita K. M.
NIP 19501015 198203 2 001	NIP 19560119 198403 1 001	NIP 19520114 198803 1 001	NIP	NIP 19580629 198703 1 002/ 19530907 198403 2 001

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Proyek Akhir	Pembimbing 1	Pembimbing 2
		
	Dr. Ir. Kuntjoro, MT. Nip. 19580629 198703 1 002	Rr. Ir. Saptarita K. M. Nip. 19530907 198403 2 001



PERENCANAAN BENDUNG
TETAP UNTUK JARINGAN
IRIGASI GEMARANG
KECAMATAN
KEDUNGGALAR
KABUPATEN NGAWI

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG BENDUNG

NAMA MAHASISWA

ERIC THOMAS M
3112030003

HAEKAL RIZKY AFANDI
3112030003

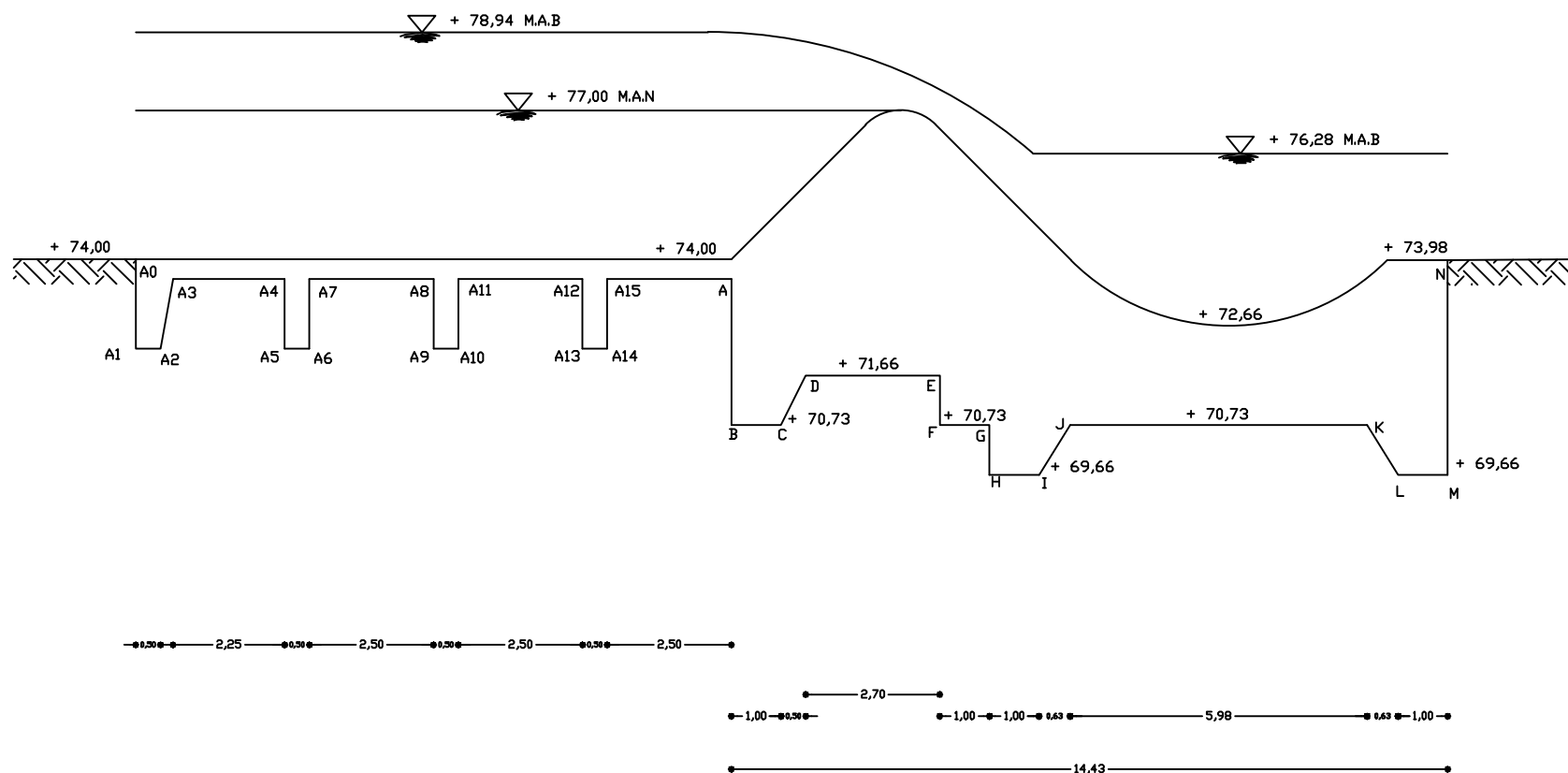
DOSEN PEMBIMBING

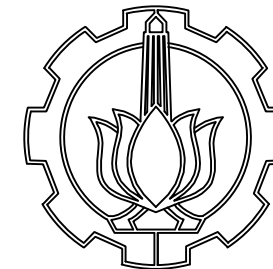
DOSEN PEMBIMBING 1

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
19580629 198703 1 002

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir. Rr. SAPTARITA
KUSUMAWATI
MARGONO
19530907 198403 2 001





JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG
TETAP UNTUK JARINGAN
IRIGASI GEMARANG
KECAMATAN
KEDUNGGAJAR
KABUPATEN NGAWI

NAMA GAMBAR

DIAGRAM GAYA SAAT
AIR SETINGGI MERCU

NAMA MAHASISWA

ERIC THOMAS M
3112030003

HAEKAL RIZKY AFANDI
3112030003

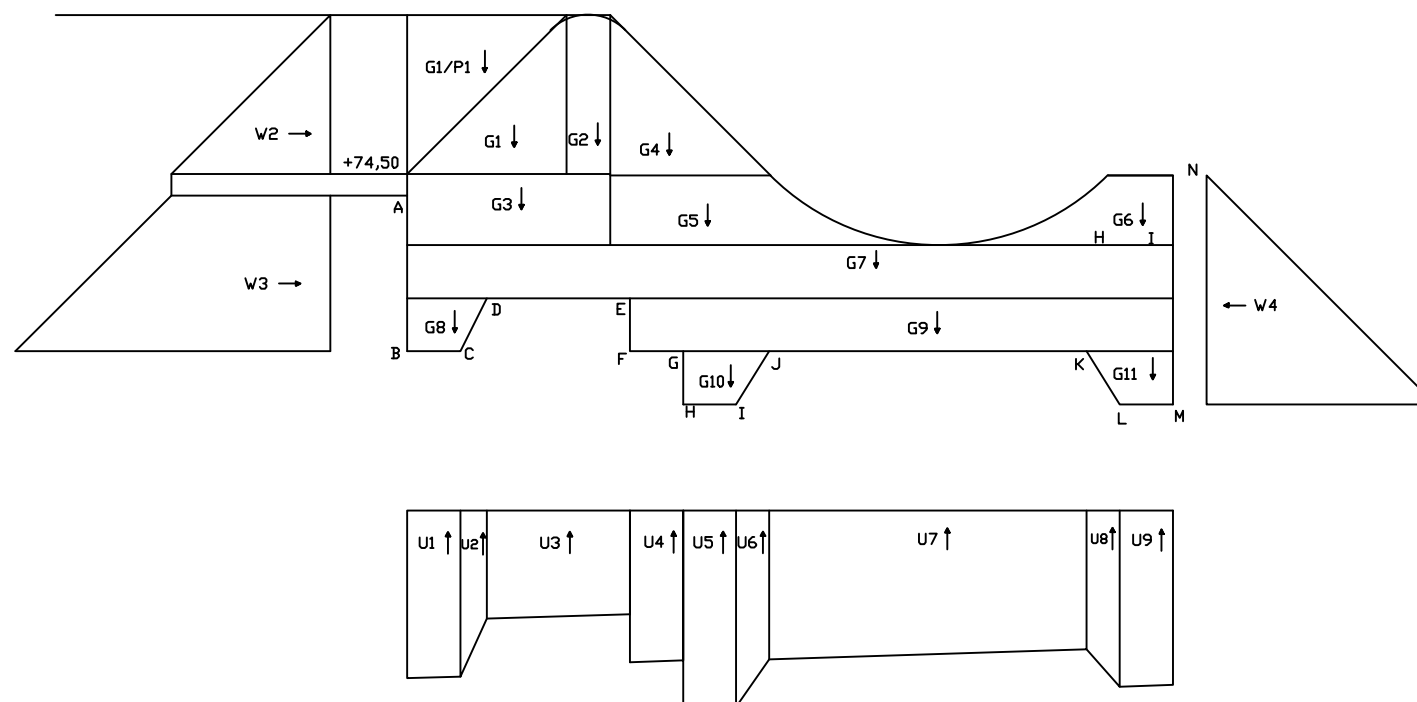
DOSEN PEMBIMBING

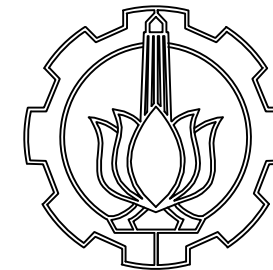
DOSEN PEMBIMBING 1

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
19580629 198703 1 002

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir. Rr. SAPTARITA
KUSUMAWATI
MARGONO
19530907 198403 2 001





JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG
TETAP UNTUK JARINGAN
IRIGASI GEMARANG
KECAMATAN
KEDUNGGALAR
KABUPATEN NGAWI

NAMA GAMBAR

DIAGRAM GAYA SAAT
AIR BANJIR

NAMA MAHASISWA

ERIC THOMAS M
3112030003

HAEKAL RIZKY AFANDI
3112030003

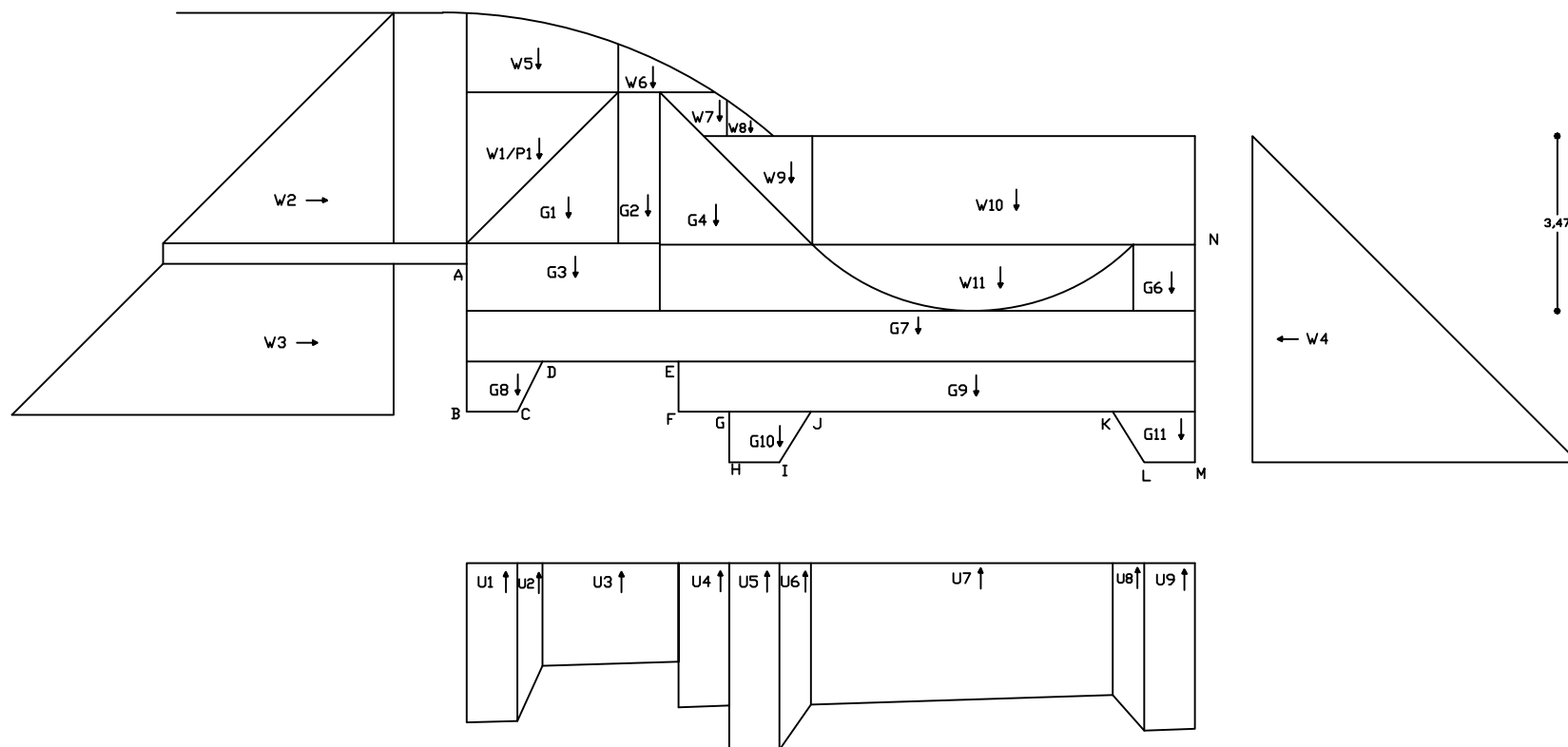
DOSEN PEMBIMBING

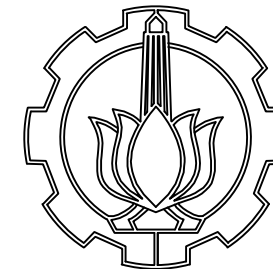
DOSEN PEMBIMBING 1

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
19580629 198703 1 002

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir. Rr. SAPTARITA
KUSUMAWATI
MARGONO
19530907 198403 2 001





JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG
TETAP UNTUK JARINGAN
IRIGASI GEMARANG
KECAMATAN
KEDUNGGALAR
KABUPATEN NGAWI

NAMA GAMBAR

DIAGRAM GAYA PADA
MERCU BENDUNG

NAMA MAHASISWA

ERIC THOMAS M
3112030003

HAEKAL RIZKY AFANDI
3112030003

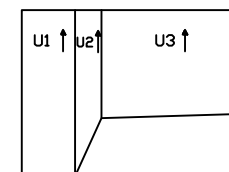
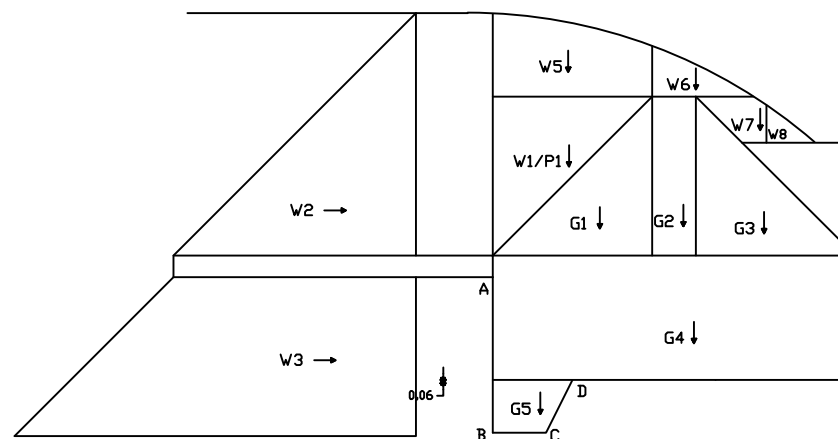
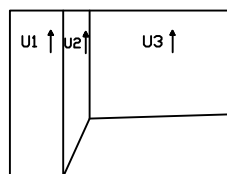
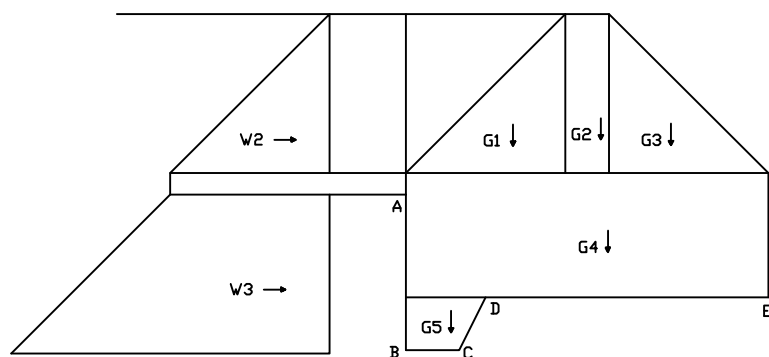
DOSEN PEMBIMBING

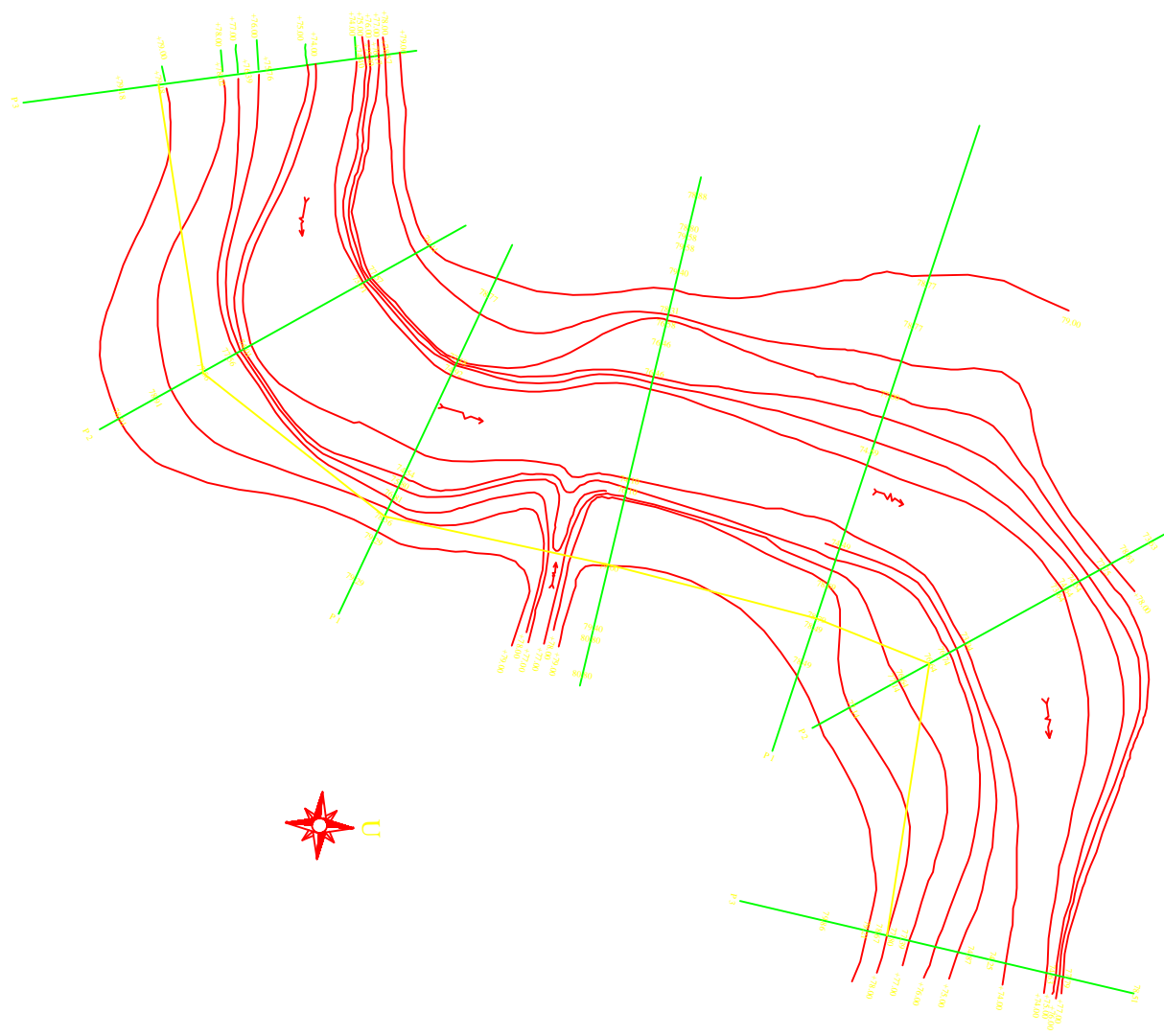
DOSEN PEMBIMBING 1

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
19580629 198703 1 002



DOSEN PEMBIMBING 2

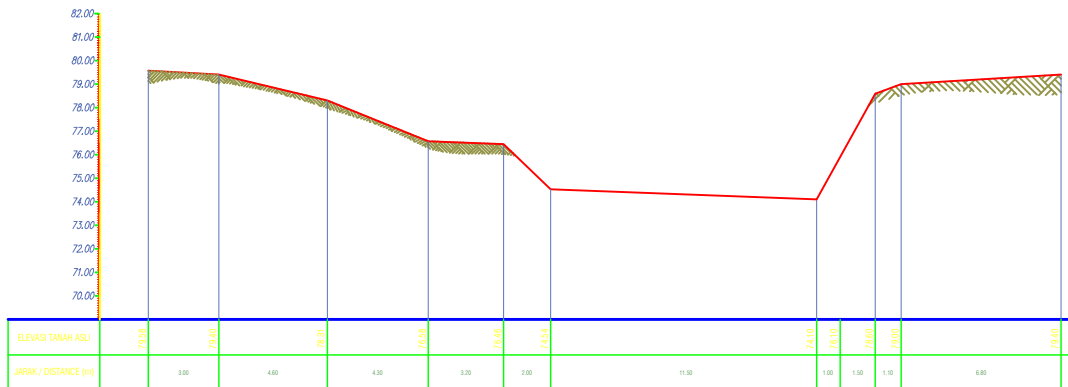
Ir. Rr. SAPTARITA
KUSUMAWATI
MARGONO
19530907 198403 2 001



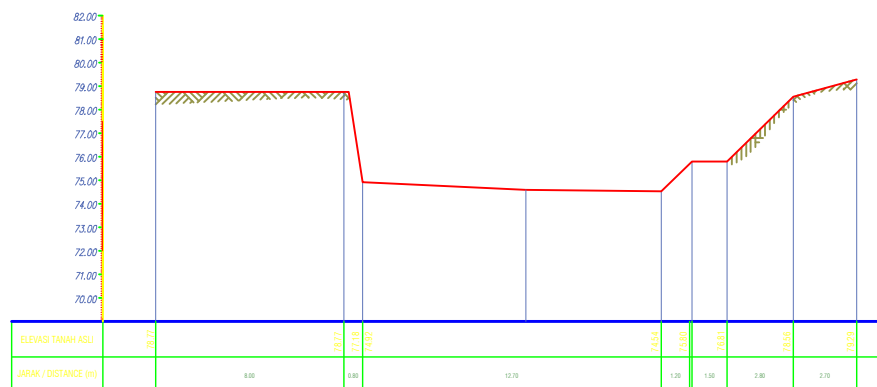


SITUASI KALI SOKO DESA GEMARANG
1 : 400

		PEMERINTAH KABUPATEN NGAWI DINAS PU PENGAIRAN DAN PERTAMBANGAN Jalan Untung Suropati No. 37 Ngawi Telp. (0351) 748124 NGAWI	
Pekerjaan : STUDI DAN DED KEDUNGISASI 4 (EMPAT) UNIT DI KABUPATEN NGAWI			
SITUASI KALI KEDUNG MERAK DESA GEMARANG KECAMATAN KEDUNG GALAR			
	CV. Kautsar Susilo Abadi Surabaya, Jawa Timur	SKALA	1 : 400
NO. LEMBAR		1	

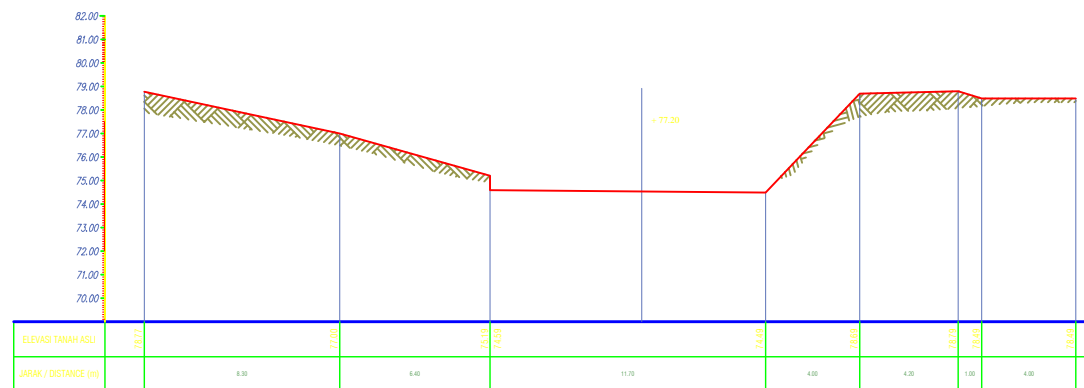


POTONGAN II - II / HULU (Existing)
1 : 200



POTONGAN III - III / HULU (Existing)
1 : 200

	PEMERINTAH KABUPATEN NGAWI DINAS PU PENGAIRAN DAN PERTAMBANGAN Jalan Untung Surapati No. 37 Ngawi Telp. (0351) 748124 NGAWI	
	Pekerjaan : STUDI DAN DED KEDUNGISASI 4 (EMPAT) UNIT DI KABUPATEN NGAWI EXISTING P II & P III HULU	
KSA CV. Kautsar Susilo Abadi Konsultan Teknik Jalan Klaten Ngawi 10, Ngawi 60132	SKALA NO. LEMBAR	1 : 200 2



POTONGAN IV - IV / HULU (Existing)
1 : 200



PEMERINTAH KABUPATEN NGAWI
DINAS PU PENGAIRAN DAN PERTAMBANGAN
Jalan Untung Suropati No. 37 Ngawi Telp. (0351) 748124
NGAWI

Pekerjaan : STUDI DAN DED KEDUNGISASI 4 (EMPAT) UNIT DI KABUPATEN NGAWI
EXISTING P IV HULU

KSA CV. Kautsar Susilo Abadi
Berkas dan Gambar
Konsultansi Teknik Sipil dan Lingkungan Hidup

SKALA	1 : 200
NO. LEMBAR	3

DAFTAR PUSTAKA

- Erman Mawardi, M. M. (2006). *Desain Hidraulik BENDUNG TETAP untuk Irigasi Teknik*. Bandung: Alfabeta.
- Mawardi, E. (2002). *Desain Hidraulik Bendng Tetap untuk Irigasi Teknik*. Bandung: Alfabeta.
- Prastumi. (2008). *Bangunan Air*. Surabaya: Srikandi.
- PU, D. (1986). *Stardar Perencana Irigasi Kriteria Perencana KP 02 (bagian bangunan utama)*. Jakarta: Badan Penerbit Pekerjaan Umum.
- Soemarto, C. (1995). *Hidrologi Teknik*. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno. (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1*. Bandung: Nova.
- Suripin. (2003). *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi.
- Wesli. (2008). *Drainase Perkotaan*. Yogyakarta: Graha Ilmu.



Penulis dilahirkan di Surabaya, 16 November 1994, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di, SDN Dr.Soetomo VIII Surabaya lulus pada tahun 2006, SMPK YBPK Surabaya lulus pada tahun 2009, dan SMA DAPENA Surabaya lulus pada tahun 2012. Setelah lulus dari Sekolah Menengah Atas pada tahun 2012, penulis mengikuti Seleksi Masuk ITS (SMITS) dan diterima di jurusan D III Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP 3112 030 003. Di jurusan DIII Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Bangunan Air

“halaman ini sengaja dikosongkan”



Penulis dilahirkan di Surabaya, 14 Januari 1994, merupakan anak ke-dua dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SD Muhammadiyah 25 Surabaya lulus pada tahun 2006, SMP NEGERI 15 Surabaya lulus pada tahun 2009, dan SMA NEGERI 4 Surabaya lulus pada tahun 2012. Setelah lulus dari Sekolah Menengah Atas pada tahun 2012, penulis mengikuti Seleksi Masuk ITS (SMITS) dan diterima di jurusan D III Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP 3112 030 011. Di jurusan DIII Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Bangunan Air

“halaman ini sengaja dikosongkan”